

Tutkimusohjelma elinkaaritehokas rata (TERA) osa 5 – Sillat

LOPPURAPORTTI



Olli Kerokoski, Arto Köliö, Anja Leppälä,
Joonas Tulonen, Janne Wuorenjuuri

Tutkimusohjelma elinkaaritehokas rata (TERA) osa 5 – Sillat

Loppuraportti

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 53/2014

Liikennevirasto
Helsinki 2014

Kannen kuva: Liikenneviraston kuva-arkisto

Verkojulkaisu pdf

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-317-032-2

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

Olli Kerokoski, Arto Köliö, Anja Leppälä, Joonas Tulonen, Janne Wuorenjuuri: Tutkimus-ohjelma elinkaaritehokas rata (TERA) osa 5 – Sillat loppuraportti. Liikennevirasto, osasto. Helsinki 2014. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 53/2014. 181 sivua. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-032-2.

Avainsanat: betoni, silta, väsyminen, kuntotutkimus, maatutkaus, teräspalkkibetoninen silta, kantavuustarkastelu

Tiivistelmä

Tässä tutkimuksessa perehdyttiin betonisten siltojen elinkaareen vaikuttaviin tekijöihin. Tutkimus koostuu kahdesta rinnakkaisesta osiosta, joista ensimmäinen perehtyi kirjallisuus-selvityksen keinoin betonirakenteiden väsymisilmiöön yleisesti sekä ilmiön soveltamista suomalaisille siltarakenteille. Toinen osa tutkimuksesta liittyi kahteen käytöstä poistettuun teräspalkkibetoniseen siltakanteen, joiden materiaalien kuntoa selvitettiin eri menetelmin ja jotka koekuormitettiin murtoon rakenteellisen toiminnan selvittämiseksi. Rakennetyypiltään samantaisille suomalaisille rautatiesilloille tehtiin alustava kantavuuden tarkastelu saavutettujen tulosten pohjalta.

Betonin väsymistä ei ole tavallisesti nähty rakenteiden kestävyyskannalta suunnittelussa huomioon ottevana asiana ja ilmiötä ei ole ollut kovin hyvin tunnettu. Betonisten siltojen ikääntyessä ja kuormien kasvaessa kuitenkin on sillan jäljellä olevan käyttöiän kannalta olennaista onko betonin väsymismurtuma mahdollinen. Teräsbetonirakenteiden väsymisilmiön kansainvälisestä tutkimuksesta voidaan nähdä, että raudoitus on hyvin usein kriittinen tekijä väsymistarkastelussa. Betonin jännitystasolle on olemassa raja-arvoja, joita voi käyttää tapauksissa, jossa betonin väsyminen saattaa olla määräävää.

Betonisillan betonin kunnan selvittäminen on olennaista rakenteen kantavuuden ja korjaustarpeen kannalta, sillä tuntemalla rakenteen tarkasteluajankohdan aikaiset ominaisuudet tarkemmin voidaan tehdä todenmukaisempia oletuksia rakenteen toiminnasta. Koekuormitettujen teräspalkkibetonisten siltakansien kunnan tutkimus tuotti tuloksia vanhan betonin vetolujuudesta, karbonatisoitumisesta, pakkaskestävyydestä ja kapillaarisuudesta. Betonin pitkäaikaiskestävyysominaisuudet eivät olleet kovin hyvät, mutta betonissa ei kuitenkaan havaittu vauriota tai rapautumista ja sen lujuusominaisuudet olivat hyvät.

Maatutkauksella pystytään arvioimaan erilaisten rakenteiden koostumusta ja kuntoa sähkömagneettisten aaltojen heijastumisen avulla. Koekuormitettujen siltakansien maatutkauksen avulla pystyttiin arvioimaan rakenteen geometriaa ja kuntoa kuten betonin sisällä olleiden teräspalkkien alalaipan ruostuneisuutta tai betoniin jääneitä tyhjätiloja.

Teräspalkkibetonisessa sillassa teräspalkit on valettu betonilaatan sisälle ilman tartuntaelimiä, joten rakenteeltaan se eroaa perinteisestä teräsbetonirakenteesta sekä myös betonin ja teräksen liittorakenteesta. Kyseisen tyypin sillat ovat Suomessa pääosin 1900-luvun alkupuolelta. Jotta voitaisiin varmistua siltakannen kyvystä kantaa nykyiset junakuormat, täytyy tarkasteltava rakenne analysoida soveltuvilla menetelmillä, jotka ovat teräspalkkibetonisten siltojen tapauksessa vajaavaiset. Tässä tutkimuksessa tehdyn koekuormituksen tuloksista nähdään että tarvitaan riittävä tartunta betonilaatan ja teräspalkin välillä, jotta rakennetta voidaan tarkastella liittorakenteisena. Lisäksi teräspalkkibetoninen sillan anisotropia on suurempi kuin tavallisen betonirakenteen, mikä tulee huomioida rakenteen analysoinnissa.

Tutkimuksen tulosten perusteella johdettujen laskentaperiaatteiden avulla suoritettu alustava kantavuuden tarkastelu lähes kaikille suomalaisille teräspalkkibetonisille siltakansille paljasti kantavuustason olevan yleisesti hyvällä tasolla. Siltojen geometrialla ja todellisella betonin lujuudella on kuitenkin suuri vaikutus yksittäisen sillan kantavuuteen. Alustavan kantavuuden tarkastelun kautta voidaan yksittäisen sillan kannalta todellisempaa kantavuuden tarkastelua ohjata kantavuudeltaan kriittisimpien siltojen suuntaan.

Olli Kerokoski, Arto Köliö, Anja Leppälä, Joonas Tulonen, Janne Wuorenjuuri: Undersökningsprogrammet en livscykelseffektiv bana (TERA) del 5 – Broar slutrapport (TERA) 5 – Bridges – Final Report. Trafikverket, osasto. Helsingfors 2014. Trafikverkets undersökningar och utredningar 53/2014. 181 sidor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-032-2.

Sammandrag

I denna undersökning satte man sig in i faktorerna som påverkar betongbroars livscykel. Undersökningen består av två parallella delar. I den första satte man sig med stöd av en litteraturutredning in i fenomenet med betongkonstruktionsutmattning samt tillämpningen av fenomenet på finska brokonstruktioner. Den andra delen av undersökningen anknöt till två brolock i stålbalksbetong som tagits ur bruk. Skicket på bromaterialet undersöktes enligt olika metoder och testbelastades till brottgränsen för att reda ut den strukturella funktionen. Utifrån de uppnådda resultaten gjordes en preliminär inspektion av bärigheten hos finska järnvägsbroar med samma typ av konstruktion.

Betongutmattningen har vanligtvis inte setts som en omständighet som med tanke på hållbarheten bör beaktas i planeringen, och man har inte känt till fenomenet särskilt väl. När betongbroar blir äldre och belastningen ökar är det dock med tanke på brons återstående driftsalder väsentligt att känna till om ett brott till följd av betongutmattning är möjligt. Av en internationell undersökning om fenomenet med utmattning hos konstruktioner i armerad betong framgår det att armeringen mycket ofta är den kritiska faktorn i utmattningsinspektionen. Det finns gränsvärden för betongens spänningsnivå, och dessa kan tillämpas i fall då betongutmattningen kan vara avgörande.

Det är viktigt att utreda skicket på betongen i en betongbro med tanke på konstruktionens bärighet och reparationsbehov. Genom att närmare känna till egenskaperna hos konstruktionen vid tidpunkten för inspektionen kan mer sanningsenliga antaganden om konstruktionens funktion göras. Undersökningen av skicket på brolock i stålbalksbetong som testbelastades genererade resultat om den gamla betongens draghållfasthet, karbonatisering, köldtålighet och kapillaritet. Betongens långsiktiga hållbarhetsegenskaper var inte särskilt goda, men inga skador eller vittring upptäcktes dock i betongen, och dess hållfasthetsegenskaper var goda.

Genom markradarlodningar kan man bedöma sammansättningen av och skicket på olika konstruktioner med hjälp av återkastning av elektromagnetiska vågor. Med hjälp av markradarlodningen av de testbelastade brolocken kunde man bedöma konstruktionens geometri och skick, till exempel rostningen i den nedre flänsen i betongens stålalkar eller hålligheterna i betongen.

Stålalkarna i en bro i stålbalksbetong har gjutits i en betongplatta utan griporgan. I fråga om konstruktionen samt betongens och stålets samverkankonstruktion skiljer den sig från en traditionell konstruktion i armerad betong. Broar av den aktuella typen har huvudsakligen byggts i början av 1900-talet i Finland. För att kunna säkerställa brolockets förmåga att bära dagens tåglaster, måste man analysera den konstruktion som inspekteras med lämpliga metoder som i fallet med broar i stålbalksbetong är bristfälliga. Av resultaten av testbelastningen i denna undersökning framgår det att det behövs en tillräcklig adhesion mellan betongplattan och stålalken så att konstruktionen kan inspekteras som en samverkan-konstruktion. Dessutom är anisotropin hos en bro i stålbalksbetong större än hos en vanlig betongkonstruktion vilket bör beaktas vid en analys av konstruktionen.

Den preliminära granskning av bärigheten hos samtliga finska brolock i stålbalksbetong som utfördes med hjälp av beräkningsprinciper som härletts utifrån undersökningsresultaten visade att bärighetsnivån allmänt sett var bra. Broarnas geometri och den faktiska betonghållfastheten har dock stor inverkan på en enskild bros bärighet. Genom en preliminär inspektion av bärigheten kan en inspektion av bärigheten som är mer reell med tanke på en enskild bro i fråga om bärigheten styras mot mer kritiska broar.

Olli Kerokoski, Arto Köliö, Anja Leppälä, Joonas Tulonen, Janne Wuorenjuuri: Life Cycle Cost Efficient Track research programme (TERA) 5 – Bridges– Final Report. Finnish Transport Agency, osasto. Helsinki 2014. Research reports of the Finnish Transport Agency 53/2014. 181 pages. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-032-2.

Summary

This final report presents the research done on some factors affecting the service life of concrete bridges. The research consisted of two parts, the first of which was a literature research on the fatigue of concrete structures generally with an aim to find practical applications for Finnish bridge structures. The second part of this research focused on two decommissioned filler-beam railroad bridge decks that were load tested to the ultimate loading to learn more of the structural behaviour of such bridges. Also the properties and condition of the concrete material of the decks were thoroughly studied.

Usually when designing bridge structures the fatigue of the concrete as material have not been considered to be important and therefore the whole subject has not been very widely known. As the bridges made of concrete are ageing and the loads they are supposed to be carrying are increasing, it is important know if a fatigue fracture of the concrete could be the defining factor in terms of the bridges remaining service life. Thorough the research done internationally, it can be seen, that the fatigue life of the reinforcement is very often the more critical factor. Some fatigue limits for concrete are presented in the literature and they are usable in the cases where the fatigue life of the concrete may be critical for the whole structure.

It is essential to find out the present condition of concrete structure when assessing its bearing capacity and repair needs, because gathering all available information of the structure leads to ability to make more accurate and realistic estimates of the structural behaviour and remaining service life. The condition surveys and the tests done on the two load tested bridge decks produced information on the tensile strenght, carbonization, frost resistance and capillarity of the old concrete. The durability properties of the concrete were found not be very good, but on the other hand the concrete had not been damaged and the strenght properties were still good.

Ground Penetrating Radar (GPR) can be used to estimate the condition and composition of different structures through the reflection of the electro-magnetic waves in the structure. The GPR was also used on the test loaded bridge decks to study the geometry and the condition of the decks like the possible locations of corrosion in the steel beams or voids left in the concrete during construction.

In a filler-beam bridge deck, a set steel beams are cast into the concrete slab without installation of any mechanical connectors between the materials. Therefore it differs both from the traditional reinforced concrete structures and from the normal composite beam structures. Most of the bridges of the filler-beam type in Finland have been built in the beginning of the 20th century. To ensure the the bearing capacity of such bridge one must analyse the structure using the appropriate methods, which in the case of the filler-beam bridges have been seen as incomplete. In the load test done in this research, it can be seen that sufficient bond strenght is needed between the materials so that structure can be considered to act as a composite structure. Also the large anisotropy of a filler-beam bridge must be taken into account in the assessment.

A preliminary assessment of bearing capacity was made on almost all of the Finnish filler-beam bridges using the information obtained from the study of the load tests. The assessment revealed the bearing capacity to be in good level on average. The geometry of the bridges and the assumed concrete strength have a big effect on the bearing capacity of a filler-beam bridge. Through the preliminary assessment, more refined assessment can be carried out on a smaller group of bridges that have been found to be the most unsafe.

Esipuhe

Tämä tutkimuksen loppuraportti on koottu Tampereen teknillisen yliopiston Maa- ja pohjarakenteiden yksikössä TkT Anssi Laaksosen ohjaamana. Raportin kirjoittajat ovat neljältä eri taholta:

- TTY Rakennetekniikan laitos: Olli Kerokoski ja Arto Köliö
- TTY Maa - ja pohjarakenteiden laitos: Joonas Tulonen
- VR Track Oy: Janne Wuorenjuuri
- Roadscanners Oy: Anja Leppälä

Tutkimus on osa Tampereen teknillisen yliopiston toteuttamaa ja Liikenneviraston rahoittamaa TERA-tutkimusohjelmaa, jota on ohjannut kokonaisuutena TTY:llä professori Antti Nurmikolu. Siltoja koskevan tutkimuksen tilasi Liikenneviraston Taitorakenneyksikkö ja ohjausryhmässä olivat seuraavat henkilöt:

- Minna Torkkeli
- Heikki Lilja
- Matti Piispanen
- Sami Noponen
- Timo Tirkkonen
- Jani Meriläinen

Helsingissä joulukuussa 2014

Liikennevirasto
Infra ja ympäristö -osasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	9
2	BETONIN VAURIOITUMINEN	11
2.1	Betonin väsyminen.....	11
2.1.1	Betonimateriaalin ja raudoituksen väsyminen	11
2.1.2	Betonirakenteiden väsymisen ohjeistus	30
2.1.3	Betonirakenteiden väsyminen	43
2.2	Betonin vaurioitumismekanismit	62
2.2.1	Raudoitetun betonirakenteen halkeilu.....	62
2.2.2	Betonirakenteiden murtumismekaniikka	68
2.3	Vertailu suomalaiseen siltojen suunnittelukäytäntöön	78
2.4	Yhteenveto ja päätelmät	82
2.5	Lähteet.....	86
3	BETONIN KUNNON SELVITYS	89
3.1	Johdanto.....	89
3.2	Siltarakenteen kunnonselvityksen taustat	89
3.2.1	Vaurioitumiseen johtavat tekijät.....	89
3.2.2	Raudoitteiden korroosio	89
3.2.3	Betonin rapautuminen	94
3.2.4	Betonirakenteisen sillan kuntotutkimus.....	97
3.2.5	Betonirakenteisten siltojen säilyvyysominaisuudet SIHA tarkkailusilloissa	99
3.3	Tehdyt kokeet ja havainnot	101
3.3.1	Yleistä.....	101
3.3.2	Silmämääräinen tarkastelu	102
3.3.3	Karbonatisoitumissyvyyden mittaus.....	103
3.3.4	Suojahuokossuhteen määrittäminen ja kapillaari-imeytyspitoisuus.....	104
3.3.5	Betonin veto- ja halkaisuvetolujuus	104
3.3.6	Yhteenveto tuloksista.....	106
3.4	Lähteet.....	108
4	SILLAN KUNNON SELVITYS MAATUTKAUKSEN AVULLA.....	111
4.1	Johdanto.....	111
4.2	Taustaa	112
4.3	Sillan vaurioitumisen aiheuttajat	113
4.4	Tulokset.....	113
4.5	Lohko 1	114
4.6	Lohko 2	117
4.7	Yhteenveto.....	119
4.8	Lähteet.....	120
5	SILLAN KOEKUORMITTAMINEN	121
5.1	Tutkimuksen taustaa	121
5.2	”Teräspalkit betonissa”-rakenteiset sillat	122
5.2.1	Rakentamishistoriaa.....	122
5.2.2	Rakennetyyppi	126
5.2.3	Suunnittelustandardit ja -ohjeet.....	127
5.3	Suokannan rautatiesilta	130

5.4	Sillan siirtotyö	135
5.5	Lujuuden selvittäminen	137
5.5.1	Betonin puristuslujuus	137
5.5.2	Teräksen vetolujuus	141
5.6	Sillan koekuormitus	144
5.6.1	Koekuormitusten järjestely	144
5.6.2	Tehdyt kuormitukset	149
5.7	Mittaustulosten analysointi	150
5.7.1	Vertailu arinamallin tuloksiin	150
5.7.2	Tartuntalujuuden mallinnus	156
5.7.3	Laatan sisäisten normaalivoimien vaikutus (CMA)	166
5.8	Johtopäätelmät	170
5.9	Suosituksia kantavuuden arviointiin	171
5.9.1	Rakenteen analysointi	171
5.9.2	Rakenteen kunnon selvitys	172
5.9.3	Kestävyyden määrittäminen	173
5.9.4	Ohjeet alustavaan kantavuuden tarkasteluun	173
5.9.5	Alustavan kantavuuden tarkastelun tavoitteet	175
5.10	Lähteet	176
6	OLEMASSA OLEVIEN SILTOJEN ALUSTAVA KANTAVUUDEN ARVIOINTI ...	178
6.1	Lähtökohta	178
6.2	Yhteenveto	179
6.3	Johtopäätökset	180

1 Johdanto

Liikenteen käytössä olevien siltojen käytettävyyteen ja turvallisuuteen liittyy olennaisesti se kuinka luotettavasti silta kantaa sen ylittävän liikenteen. Sillan kantavuus perustuu sillan rakenteellisesta toiminnasta tehtyyn analyysiin, jonka lähtötietona toimii tutkittu lujuusopillinen tieto käytetyistä materiaaleista ja rakennetyypistä, viranomaisohjeet, standardit, rakenteen kunto ja rakenteen käyttöhistoria. Kantavuuteen vaikuttavista seikoista on harvoin täysin tarkkaa käsitystä, sillä edellä mainitut yksittäiset tekijät pitävät sisällään lukuisia muuttujia, joita ei voida täysin ottaa huomioon laskennallisesti. Perehtymällä eri tekijöihin tarkemmin ja näin kehittämällä näkemystä rakenteiden toiminnasta saavutetaan usein suurempi rakenteiden luotettavuus ja pystytään erittelemään paremmin kriittiset kohdat tarkasteltavasta siltarakenteesta. Täten rakenteen jäljellä olevaan käyttöikään saadaan realistisempi arvio ja mahdollisesti tarvittavia korjaustoimenpiteitä pystytään kohdistamaan paremmin tiettyyn ajanhetkeen ja rakenteen kohtaan, jolloin rakenteen elinkaarikustannuksia saadaan mahdollisesti säästettyä tai käytettyä tehokkaammin. Siltojen elinkaareen perehtyminen on oleellista, sillä monet Suomalaiset sillat lähestyvät käyttöikänsä loppua, jolloin tarvitaan joko korvausinvestointi tai sillan korjaaminen. Resursseja ei kuitenkaan ole rajattomasti, jolloin on kiinnitettävä huomiota siihen, kuinka perusteltu aikasempi analyysi sillan jäljellä olevasta käyttöiästä oli ja voiko sitä tarkentaa.

Tämän tutkimuksen tavoitteena on perehtyä rajattujen siltojen ja joidenkin niiden komponenttien luotettavuuteen vaikuttavien tekijöihin ja tuottaa pohjatietoa sovellettavaksi siltojen kantavuuden tarkasteluissa sekä jatkotutkimuksessa siltojen luotettavuudesta ja sen analysoinnista. Tutkimus on osa Liikenneviraston ja Tampereen teknillisen yliopiston yhteistä Elinkaaritehokas rata – tutkimushanketta (TERA). Rautatiesiltoja koskeva osa on tutkimushankkeen sisäisessä numeroinnissa numerolla viisi, jonka loppuraportti tämä julkaisu on. Raportin eri osa-alueet ovat erillisiä tutkimuksiin, mutta ovat yhteydessä toisiinsa siltojen siltojen luotettavuus ja kantavuus -teeman kautta. Täten tällä raportilla on useita kirjoittajia, joilla jokaisella on oma osa-alueensa. Jokaisella pääkappaleellaan on myös oma johdantonsa, joka selvittää kunkin osan taustaa, tavoitetta ja käytettäviä tutkimusmenetelmiä. Tässä raportissa esiteltujen osa-alueiden lisäksi TERA-hankkeen osa viisi sisältää tutkimusta luotettavuusanalyysin käyttämisestä siltojen kantavuuden määrittelyssä, joka raportoidaan erillisessä julkaisussa.

Raportin ensimmäisessä osassa käsitellään betonirakenteiden vaurioitumista materiaalien väsymisen ja halkeamien syntymisen kannalta. Tarkoitus on selvittää näitä kohtuullisen huonosti tunnettuja ilmiöitä kirjallisuustutkimuksen kautta, koska esimerkiksi materiaalien väsymisilmiö tulee yhä useammin vastaan vanhojen rakenteiden analysoinnissa ja kunnon tarkkailussa. Kirjallisuustutkimus nostaa esille runsaasti kokeellisia tutkimuksia maailmalta ja vertaa niitä suunnittelukäytäntöihin Suomessa, pyrkien nostamaan esille sellaisia asioita, joita kannattaisi tai tulisi ottaa huomioon. Kappaleen 2 kirjoitti dipl.ins. Olli Kerokoski.

Kappaleissa 3 ja 4 keskitytään betonirakenteiden kunnon selvittämiseen eri menetelmillä. Kuntotutkimuksen kautta saadaan usein runsaasti visuaalisia havaintoja rakenteen vaurioista sekä paljon mittausdataa materiaalien ominaisuuksista, joita ei välttämättä ole pystytty aina käyttämään tehokkaasti sillan kantavuustarkastelun lähtötietona. Täten tavoitteena on rakenteen kunnon selvittämisen lisäksi selvittää kuntotutkimuksen tulosten jatkosoveltamisen mahdollisuuksia. Kappaleissa käsitellään

tutkimusmenetelmien taustalla olevia teorioita ja periaatteita sekä esitellään teräspalkkibetoniselle sillalle tehdyn kunnon selvityksen tuloksia. Sillan kuntoa selvitettiin betonista ainetta rikkovilla menetelmillä otetuilla näytteillä sekä ainetta rikkomattomasti maatumuksen avulla. Kappaleen 3 kirjoitti dipl.ins. Arto Köliö ja kappaleen 4 fil. toht. Anja Leppälä.

Kappaleessa 5 käsitellään teräspalkkibetonisen sillan koekuormitusta, jolla pyrittiin selvittämään tarkemmin siltatyypin rakenteellista toimintaa ja siihen vaikuttavia tekijöitä. Kyseiset tekijät ovat olleet aikaisemmin huonosti tunnettuja ja ovat tulleet vastaan, kun on ollut tarpeellista tarkastella kyseisen siltatyypin sillan kantavuutta. Kappale perustuu aiheesta tehtyyn diplomityöhön ja sen pohjalta tehtyyn jatkotutkimukseen. Kappaleen 5 kirjoitti dipl.ins. Joonas Tulonen.

Kappaleessa 6 esitellään suomalaiselle tyyppiltään teräspalkkibetoniselle siltajoukolle tehtyjä alustavia kantavuuden tarkasteluja, joka perustuivat kappaleessa 5 käsitellyn sillan koekoekuormituksen tuloksiin. Alustavalla kantavuuden tarkastelulla on tarkoitus löytää kantavuuden kannalta kriittisimmät tekijät ja täten ohjata tarkempaa siltojen kantavuuden tarkastelua kantavuudeltaan alhaisiin siltoihin. Kappaleen 6 kirjoitti dipl.ins. Janne Wuorenjuuri.

2 Betonin vaurioituminen

2.1 Betonin väsyminen

Silta voidaan joutua purkamaan, koska sen luotettavuutta ei pystytä varmistamaan ja jäljellä olevaa käyttöikää ei pystytä täsmällisesti arvioimaan tämän hetken rakenteellisilla tarkasteluilla. Rautatiesiltojen käyttöiän arviointi perustuu muiden seikkojen lisäksi väsymisen huomioimiseen. Tämänhetkinen käsitys rakenteiden väsymisestä perustuu kuitenkin melko kapeaan tietopohjaan, verrattuna moneen muuhun rakennetekniikan osa-alueeseen. Teräsbetonin väsymisvaurioitumismekanismit tunnetaan heikosti ja suunnittelunormit perustuvat usein lähes pelkästään kokeelliseen materiaaliin ja vähäiseen tieteelliseen analyysiin. Tästä johtuen luotettavalle väsymistarkastelulle on olemassa selvä tarve; sen avulla voidaan täsmällisemmin arvioida rakenteen jäljellä olevaa käyttöikää. (Plos et al 2007)

Rautatiesiltojen muuttuva kuorma eli liikennekuorma on usein suuri verrattuna sillan pysyvään kuormaan, mikä tekee rautatiesillasta vaurioherkän väsytytkuormitukselle. Erityisesti lyhyisiin ja keskipitkiin siltoihin kohdistuu merkittävä väsytytkuormitus junan useiden liikkuvien pyörien vuoksi. Kuormitustoistojen määrä on siis suuri: sillan käyttöaikana sen kuormitusten kokonaismäärä saattaa olla yli 100 miljoonaa. Tästä huolimatta teräsbetonisiltoja ei ole mitoitettu väsytytkuormille kuin vasta noin vuodesta 1985 lähtien, jolloin väsymismitoitus sisällytettiin suunnittelunormeihin. Teräsbetonin väsymismurtumismekanismeja ei vielä täsmällisesti tunneta ja siksi pahimmat väsymisen vaikutukset on normeissa huomioitu vaatimalla mitoitus tehtäväksi suurella varmuustasolla. Tämä sopii uusiin siltoihin, mutta ei vanhoihin, ja saattaa johtaa tarpeettomiin ja kalliisiin vahvistamistoimenpiteisiin. (Plos et al 2007)

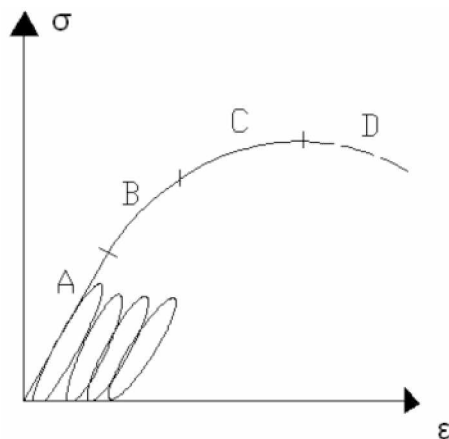
2.1.1 Betonimateriaalin ja raudoituksen väsyminen

2.1.1.1 Yleistä

Betonirakenteen väsyminen voidaan määritellä esim. seuraavasti: Betonirakenteen väsyminen on mikrohalkeilun syntymisen ja etenemisen kehittyvä prosessi, joka johtaa makrohalkeiluun, joka puolestaan voi kasvaa ja rajoittaa rakenteen jäljellä olevaa käyttöikää aiheuttaen jännitysten lisääntymistä rakenteen murtumiseen asti. (Mallet 1991, otettu lähteestä Thun 2006)

Väsymisilmiöön vaikuttavat jännityksen vaihteluväli, jännitysjaksojen lukumäärä ja rakenneosan väsymislujuus. Väsymismitoitus perustuu jännitysvaihteluväleihin ja jännitysjaksojen lukumääriin. Tavallisesti rakenteisiin kohdistuu tyypillisistä laboratorikuormituskokeiden vakiojännitysvaihteluolosuhteista oleellisesti poikkeava kuormitusten kirjo (FIB 1999).

Suomalaisen tietämyksen mukaan betoni käyttäytyy seuraavassa esitetyllä tavalla, ks. Kuva 2.1:



Kuva 2.1 Betonimateriaalin epälineaarinen käyttäytyminen (Lindberg 2010).

Kuvaajan osat:

- A. Betoni on kimmoista, vähän mikrohalkeilua
- B. Mikrohalkeilu kasvaa, halkeamat umpeutuvat
- C. Suuria halkeamia, jotka voivat umpeutua osittain
- D. Rakenne murtuu

Lisätietoa näistä puristuslujuuskokeessa havaittavasta neljästä eri alueesta (Lindberg 2010):

- A. Stabiilin mikrohalkeilun alue (jännitykseen $0,55 \cdot f_{\max}$ eli noin $0,38 \cdot K$ asti). Betoni ei murru toistuvassa rasituksessa.
- B. Epästabiilin mikrohalkeilun alue ($0,85 \cdot f_{\max}$). Muutaman kuormituksen toisto saa aikaan murtumisen.
- C. Epästabiilin makrohalkeilun alue (f_{\max}). Betoni murtuu jo ensimmäisestä kuormituksesta.
- D. Betoni murtuu. Aluetta ei tunneta kovin hyvin.

Epälineaarista jännitys-venymä-kuvaajaa tarvitaan vain murtorajatilassa. Betonin todellinen rasitus (käyttöraajatilassa) ei yleensä saa ylittää arvoa $K/3$, vertailu ks. kohta 2.1.2.1. (Lindberg 2010)

2.1.1.2 Betonin väsymiseen vaikuttavat tekijät

Betonin lujuus

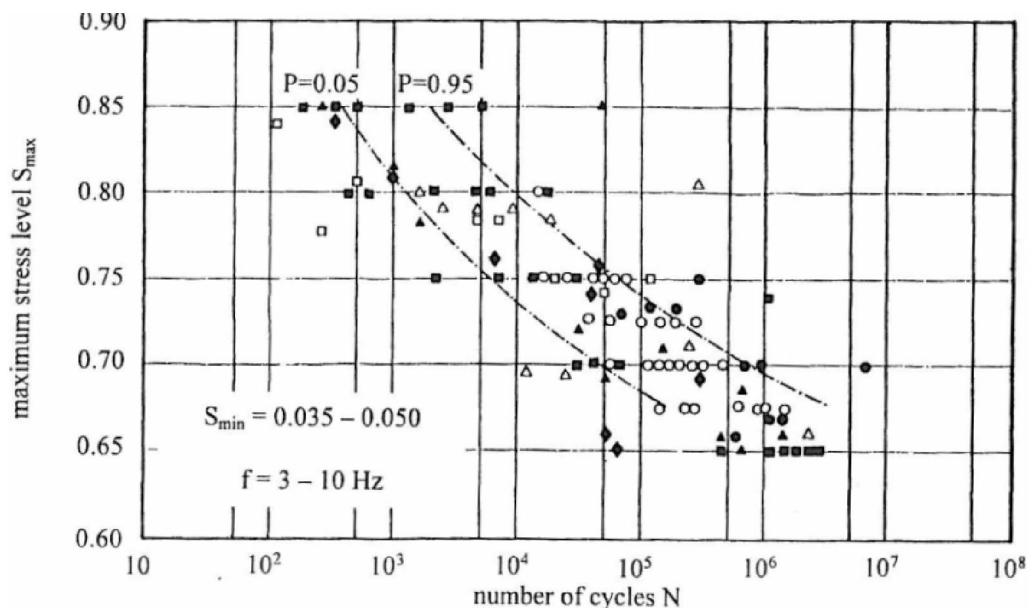
Betonin lujuuteen toistuvassa kuormituksessa vaikuttavat samat tekniset ominaisuudet, jotka vaikuttavat betonin lujuuteen lyhytkestoisessa staattisessa kuormituksessa. (FIB 1999)

Materiaalin väsymislujuus (fatigue strength) määritellään maksimijännitykseksi, jonka materiaali kestää tietyllä toistomäärällä. Suuremmalla toistomäärällä saavutetaan pienempi lujuus. Monille materiaaleille väsymislujuus on pienempi kuin staattinen lujuus. Väsymisraja (fatigue limit) vastaa maksimijännitystä, minkä materiaali kestää äärettömän suurella kuormitusten lukumäärällä. (FIB 1999)

Tutkijat ovat erimielisiä siitä, voidaanko betonin yhteydessä puhua väsymisrajasta lainkaan. Hordijkin (1991, otettu lähteestä Thun 2006) mukaan betonilla ei ole väsymisrajaa, koska betonin jännitys pienenee suuren venymän kohdalla (strain-softening

material). Teräksellä tilanne on päinvastainen, koska teräksen jännitys kasvaa suuren venymän kohdalla (strain-hardening material).

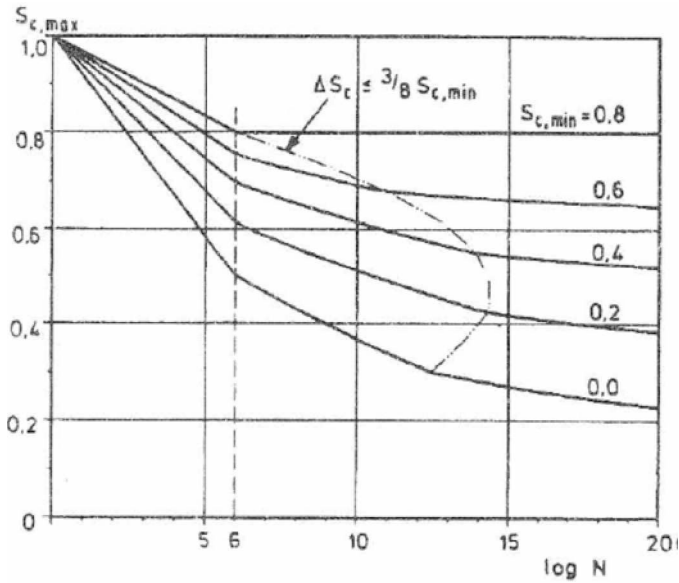
Seuraavassa kuvassa (kuva 2.2) esitetään useiden tutkijoiden kokeiden tutkimustuloksia. Yhteen kuvaajaan koottuna näytetään S-N -yhteydet betoneille, joihin kohdistuu keskeinen puristusjännitys $0,65 < S_{max} < 0,85$ taajuudella 3... 10 Hz minimijännitystason ollessa $0,035 < S_{min} < 0,050$.



Kuva 2.2 Puristetun betonin S-N-kuvaajia. S_{max} = maksimijännitystaso ja S_{min} = minimijännitystaso. N = kuormitus syklien lukumäärä (Holmen 1979, otettu lähteestä FIB 1999).

Jännitystasoissa on suuri hajonta. Siksi on usein hyödyllistä esittää väsymislukuuden tutkimustulokset N-P-N -yhteyksinä, jossa P tarkoittaa väsymismurtumisen todennäköisyyttä. Kuvassa on todennäköisyyksille $P=0,05$ ja $P=0,95$ piirretty käyrät. Holmenin mukaan betonin väsymislukuustulosten hajonta vastaa staattisen puristuslujuuden hajontaa. (FIB 1999)

FIB'n (1999) mukaan betonin S-N-kuvaaja puolilogaritmisella koordinaatistolla on polygonin muotoinen. Seuraavassa kuvassa, kuva 2.3 esitetään S-N-kuvaajat jännitysvaihteluväleillä $0,0-1,0 \cdot S_{c,max}$... $0,8-1,0 \cdot S_{c,max}$ erittäin suurilla toistomäärillä materiaalin osavarmuus huomioituna. Koska vaihteluvälin ylärajana on $S_{c,max}$, ei tuloksissa huomioida betonin lujuuden vaikutusta.

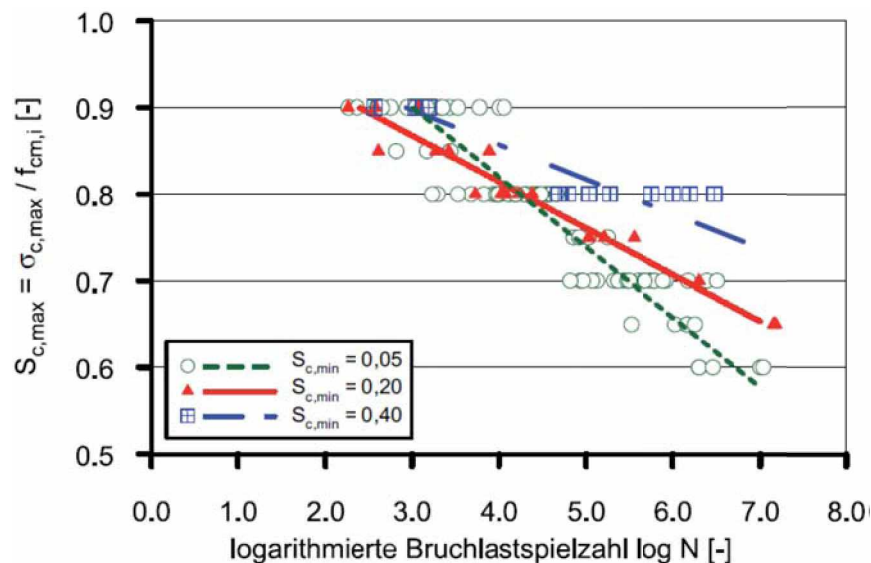


Kuva 2.3 Betonin S-N-kuvaajat puristusrasitukselle CEB/FIP mallikoodin 1990 mukaan (FIB 1999).

Esitetyt arvot ovat lähellä silta-eurokoodin SFS-EN 1992-2 vastaavia arvoja, vaikka eurokoodissa S-N-kuvaajat vastaavassa koordinaatistossa ovat suoria, vrt. Kuva 2.28.

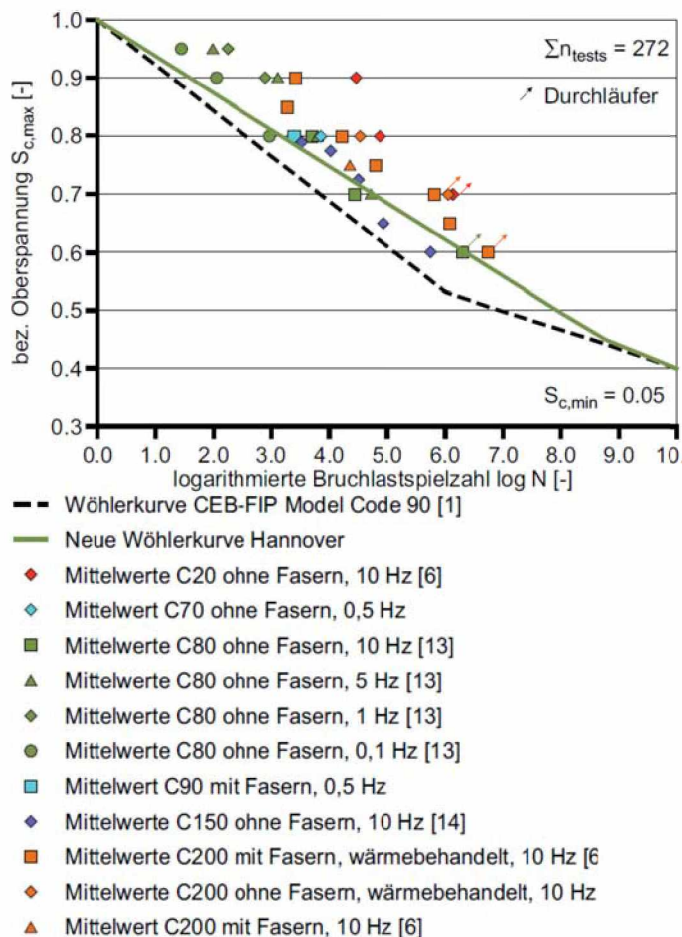
Korkealujuusbetoni

Saksassa Hannoverissa on tehty testejä erittäin lujilla betoneilla, joiden 28 päivän puristuslujuus $f_{c,cube,100}$ on joko 160 MPa tai 180 MPa. Betoninäytteitä varastoitiiin vedessä. Molemmat seokset sisälsivät 2,5 tilavuus-% korkealuokkaisesta teräksestä valmistettuja kuituja, joiden pituus oli 9 mm ja l/d -suhde 60. Puristuskokeiden tulosten mukaan piirretty regressiosuorat (kuva 2.4) perustuvat minimijännitystasoon $S_{c,min} = 0,05$ (yhteensä 88 näytettä), $S_{c,min} = 0,20$ (21 näytettä) tai $S_{c,min} = 0,40$ (12 näytettä).



Kuva 2.4 Erittäin lujan (ultra) betonin väsymislujuuden regressiosuorat (Bruchlastspielzahl = kuormituskertojen lukumäärä) (Lohaus et al 2011).

Väsytykskoekiden tulokset on seuraavassa kuvassa esitetty S-N-kuvaajina eri betoneille jännitys-lujuus - suhteina yhdessä CEB-FIP Model Code 90- ja äskettäin kehitetyn Hannover-Wöhler-kuvaajan kanssa. Muutamassa tapauksessa lujassa betonissa oli teräskuituja (mit Fasem). Myös kuormitustaaajuudet on näytetty, ks. kuva 2.5.



Kuva 2.5 Kirjallisuuden S-N-kuvaajien Model code 90 & Hannover vertailu saksalaisen tutkimusryhmän kokeellisiin tuloksiin (Lohaus et al 2011).

Kuvaajasta havaitaan, että C20-betoni kesti väsytystä suhteessa omaan maksimijännitykseensä selvästi paremmin kuin lujat C80-betonit. C80-betoneiden väsytytkuormitustuloksia vertailemalla voidaan edelleen päätellä, että myös kuormitus syklien nopeus vaikutti tuloksiin. Erittäin hitaalla kuormitusnopeudella 0,1 Hz koe-kappaleet murtuivat pienemmällä kuormitus syklimäärällä.

Runkoaine ja sementtiliima

Betonin voidaan ajatella koostuvan runkoaineesta, kovettuneesta sementtiliimasta ja näiden kahden välisestä rajapinnasta eli siirtymäalueesta. Nämä kaikki kolme osatekijää vaikuttavat betonin ominaisuuksiin, tosin näiden merkitys on erisuuruinen. Tavallisessa betonissa runkoaine on vahvin ja rajapinta heikoin osatekijä. Sama koskee sekä betonin lujuutta että pitkäaikaiskestävyyttä. (EuroLightCon 2000)

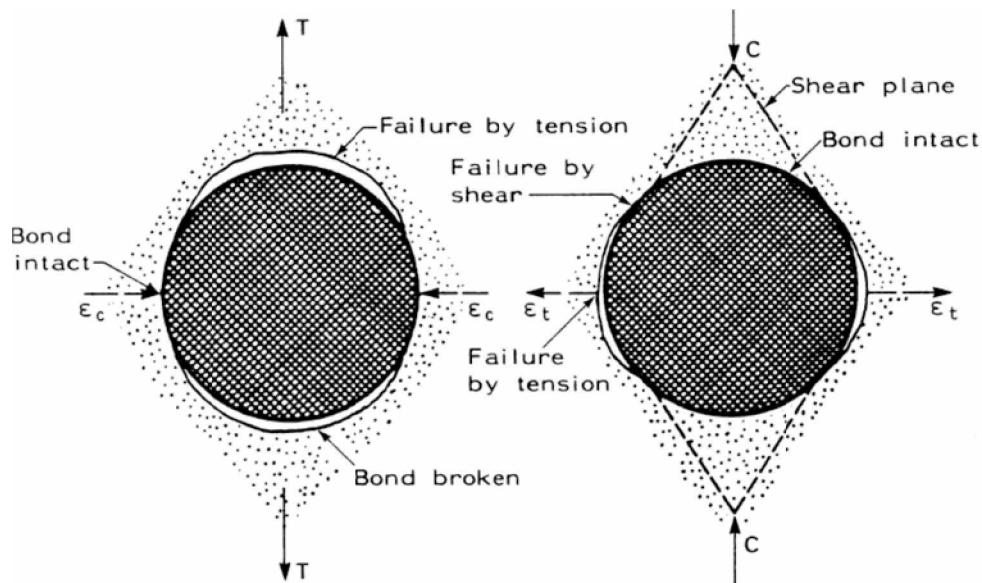
Runkoaineen rakeiden ja sementtiliiman välisellä rajapinnalla tartunnan lujuus on heikoin lenkki betonin lujuuteen vaikuttavien tekijöiden vaikutusketjussa. Hyvä tartunta on erittäin tarpeellinen, jotta kahden muun komponentin ominaisuudet voidaan hyödyntää. Tartunta kehittyy hitaammin kuin sementtiliiman lujuus ja tartunnan kehittymiseen vaikuttavat betonin lujittumisvaiheessa useat eri tekijät. Halkeamia syntyy rajapinnalle lujittumisvaiheessa vedenerottumisen, huonon tärytyksen ja runkoaineen erottumisen seurauksena. (EuroLightCon 2000)

Tartuntavoimat muodostuvat seuraavista tekijöistä (EuroLightCon 2000):

- Van der Waals voimat (lähekkäin sijaitsevien molekyylien väliset heikot voimat)
- Runkoaineen rakeiden välinen lukkiutuminen (toisiinsa kiinnittyminen). Tähän vaikuttavat erityisesti rakeiden muoto ja rakeiden pintojen ominaisuudet.
- Runkoaineen kemialliset ominaisuudet. Jotkut runkoaineet muodostavat kemiallisia sidoksia sementtiliiman kanssa.
- Sementin luokka. Korkeammassa luokassa tartuntaominaisuudet ovat paremmat.
- Rakeiden koko. Suurilla rakeilla syntyy pienempi tartuntalujuus. Siksi betonin ensimmäinen halkeama yleensä muodostuu suurimpien rakeiden pintaa myöten.

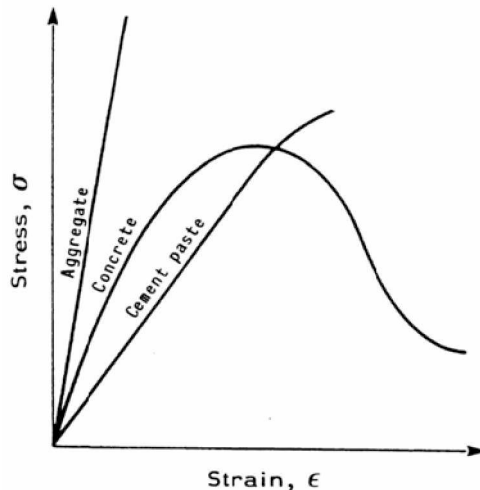
Seuraavassa kuvassa esitetään jännitykset runkoainerakeen ympärillä. Tyypillisesti murtuminen tapahtuu, kuormituksen suunnasta riippumatta, kun jokin seuraavista ylittyy (ks. kuva 2.6):

1. tartunnan vetolujuus
2. tartunnan leikkauslujuus
3. kovettuneen sementtiliiman veto- tai leikkauslujuus
4. rakeiden vetolujuus



Kuva 2.6 Paikalliset jännitykset runkoainerakeiden ympärillä veto- ja puristuskuormituksen alaisena (EuroLightCon 2000).

Runkoaineen ja sementtiliiman jännitys-venymä-kuvaajat ovat melko lineaariset, paitsi erittäin korkeilla jännitystasoilla. Betonin jännitys-venymä-kuvaaja kuitenkin on kaareva, ks. kuva 2.7. Tämä johtuu siitä, että runkoaines ja sementtiliima, joilla on erilaiset ominaisuudet, on yhdistetty yhdeksi kuormia kantavaksi rakenteeksi. Betonin muodonmuutosominaisuudet riippuvat runkoaineen ja sementtiliiman välisestä tartunnasta.



Kuva 2.7 Runkoaineen, sementtiliiman ja betonin tyypilliset jännitys-venymä-kuvaajat (EuroLightCon 2000).

Halkeilu

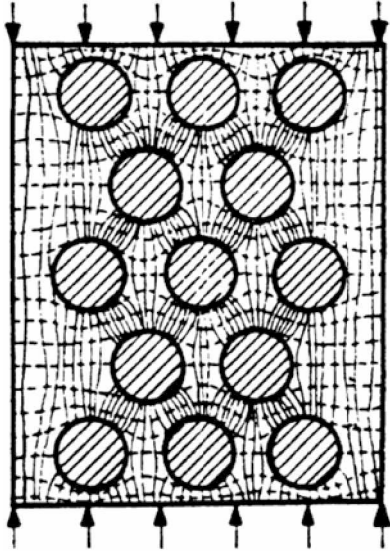
Vaikka muodonmuutokset betonissa johtavat halkeilun etenemiseen, betonia ei kuitenkaan kannattane määritellä pelkästään hauraaksi materiaaliksi. Jos huomioidaan betonimateriaalin erityinen rakenne sekä sen halkeilun muodot ja tapa, betoni voitaneen luokitella näennäishauraaksi (quasi-brittle). Energiaa kuluu halkeiluverkoston muodostumiseen yhden halkeaman etenemisen sijaan. (EuroLightCon 2000)

Rakeiden tasolla sijaitsee halkeilua estäviä mekanismeja, jotka kierrättävät halkeaman rakeen ympäri rakeen halkaisemisen sijasta. Täten halkeaman pituus merkittävästi kasvaa, mikä kuluttaa paljon energiaa. Ilmahuokokset myös estävät halkeaman etenemistä, koska huokokset ovat pinnaltaan melko suoria ja halkeaman suhteen poikkittaisessa asennossa ja pienentävät täten jännityksen keskittymistä halkeaman kärjessä. (EuroLightCon 2000)

Mikrotasolla hydratoituneen sementtiliiman tarkempi tutkiminen paljastaa, että pienet siirtymät ovat mahdollisia ilman kontaktin menettämistä tai halkeaman etenemistä. Nämä pienentävät jännityskeskittymiä yhdistettyjen pintojen välillä ja voivat olla eduksi komposiittirakenteelle. Halkeaman kärjessä kehittyy suuri määrä mikrohalkeamia ja kärki toimii plastisena alueena kimmoplastisessa materiaalissa (EuroLightCon 2000). Painumien kasvun lisäksi myös halkeamaleveydet kasvavat palkki- ja laattarakenteilla kuormitustoistojen myötä, mistä voi arvioida väsymismurron läheisyyttä (FIB 1999).

Jännitysten jakaantuminen

Kuormituksen aikaisten peräkkäisten valokuvien tarkastelun avulla on pystytty tutkimaan jännitysten jakaantumista betoninäytteen sisällä. Voidaan nähdä, miten betonissa kuorma siirtyy rakeelta rakeelle ja miten kuormitus aikaansaa veto- ja leikkausmuodonmuutoksia rakeiden välisessä materiaalissa, ks. kuva 2.8.



Kuva 2.8 Pääjännitysten suunnat betonissa runkoainerakeiden väleissä (EuroLightCon 2000).

Väsytyskuormituksen vaiheet

Mittausten mukaan väsytyskuormitusten alaisena suurin osa betonin halkeilun kasvusta tapahtuu aivan kuormituksen alussa ja kuormituksen loppuvaiheessa. Alkuvaiheen jälkeen on usein kokeissa mitattu puristuslujuuden kasvua. Lujuuden kasvu syklisessä kuormituksessa perustuu seuraaviin ilmiöihin (EuroLightCon 2000):

- rajallinen mikrohalkeilu johtaa paikallisten jännityskeskittymien purkautumiseen,
- erittäin pienet, ”mikroskooppiset”, liikkeet johtavat rakeiden välisten veto-voimien kasvuun,
- betonissa itsessään tapahtuu rakenteen korjaantumista tai hydratoituminen materiaalin rakenteen tiivistymisen vuoksi etenee.

Syklinen kuormitus kohdistuu jokaisella uudella syklillä hieman muuttuneeseen materiaalin rakenteeseen. Halkeamat eivät sulkeudu kuormituksen poistovaiheiden aikana. Jännitysten keskittymät halkeamien kärjissä ovat siksi pohjana vaurioille jokaisella uudella syklillä. Toistuva kuormitus edelleen lisää halkeilua eli yhdistää erillisiä halkeamaryhmiä. Tämä lopulta johtaa halkeilun kehittymiseen koko näytteen poikkeileikkauksen alueella, vaikka kokonaisjännitystaso on pienempi kuin staattinen lujuus. (EuroLightCon 2000)

Betonin vesipitoisuus

Betonin vesipitoisuudella saattaa olla suuri merkitys sen väsytkuormituskestävyyteen. Betoneilla, joiden vesipitoisuus on korkea, tai erityisesti vedellä kyllästetyllä betonilla, on selvästi pienempi väsymislujuus kuin kuivalla betonilla. Koska paksu betonirakenne kuivuu huomattavasti hitaammin kuin ohut, on siinä todennäköisesti vesipitoisuus suurempi ja sen väsymislujuus on täten pienempi kuin ohuen rakenteen. Betonirakenteen koko vaikuttaa täten väsymislujuuden suuruuteen. (FIB 1999)

Veden tunkeutuminen halkeilleeseen betoniin voi johtaa väsytykskestävyyssajan pienemiseen puristusrasituksen vaikuttaessa. Syynä ovat rakenteen sisältämän veden halkaisuvaikutukset ja myös pienten partikkeleiden kulkeutuminen halkeamissa niiden avautuessa ja sulkeutuessa. Sen sijaan vetojännityksen vaikuttaessa veden tunkeutumisella betoniin ei väsytykskokeissa ole havaittu olevan merkitystä. (EuroLightCon 2000)

Vaikka kuivan betonirakenteen pinnalla syntyy väsytytkuormituksesta halkeilua, kuivilla betoninäytteillä on päästy pidempään väsytykskestävyyteen kuin kyllästetyillä näytteillä tai näytteillä, joita on testattu vedessä. Sen vuoksi kuivilla näytteillä tehtyjen kokeiden tuloksia ei sellaisenaan voi soveltaa suuriin betonirakenteisiin. (EuroLightCon 2000)

Väsytytkuormituksen taajuus ja aallonmuoto

Usean tutkijan kokeiden mukaan jännitystasolle 75 % • staattinen lujuus asti taajuuksilla 1...15 Hz saadaan miltei samat betonin väsymislujuuden arvot. Tätä korkeammilla jännitystasoilla väsymislujuus pienenee kun taajuus pienenee. Pienemmällä taajuudella ja pidemmällä kuormitusajalla viruman merkitys korostuu erityisesti suuren jännityksen alaisena. (EuroLightCon 2000)

Kokeet, joissa väsytytkuormituksen aallon muoto on ollut sini, suorakaide ja kolmio, osoittavat, että suorakaide on väsyttävämpi kuin sinimuoto ja että kolmio on näistä kolmesta muodosta vähiten väsyttävä (EuroLightCon 2000). Syyksi on esitetty kuormitusajan pituuden vaikutusta. Tuulen ja veden aallonmuoto vastaa melko hyvin sini-aallon muotoa ja käytännössä vain erityistapauksissa kuormituksella on siniaallosta poikkeava muoto (EuroLightCon 2000). Usein kuormitustesteissäkin sovelletaan sinimuotoista väsytytkuormitusta. Silloilla ajoneuvo ajaa sillan päädyn kautta sillan yli, jolloin rakenteeseen kohdistuu lähinnä sinimuotoinen väsytytkuormitus.

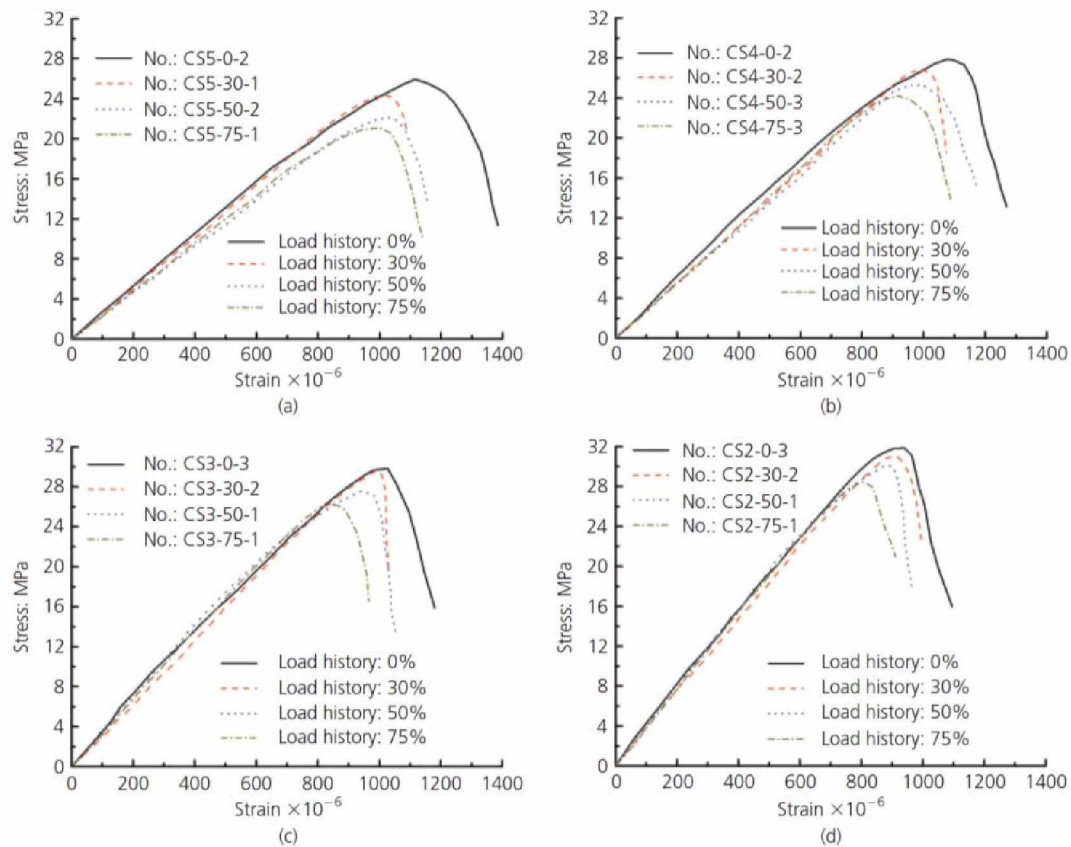
Kuormitusnopeuden ja -historian vaikutus betonin vaurioitumiseen

Kiinalaisen Dalian-yliopiston tutkijaryhmän tekemissä kuormituskokeissa tutkittiin sekä kuormitusnopeuden että kuormitushistorian vaikutuksia (Xiao et al 2011). Koe-kappaleet olivat kuution muotoisia ja niiden koko oli 100mm-100mm-100mm. Betoni koostui Portland-sementistä, vedestä, sorasta ja hiekasta massojen suhteessa 1:0,40:2,36:1,16. Betonikappaleita hoidettiin ja säilytettiin huonelämpötilassa yli puoli vuotta ennen testausta.

Kokeiden mukaan jo kolme staattista puristumurtokoetta edeltävää kuormituskertaa vaikuttaa betonin käyttäytymiseen. Edeltävien kuormitusten suuruus oli 30 %, 50 % ja 75 % murtokuormasta, vertaa

Kuva 2.9, jossa ehjällä viivalla on piirretty ilman edeltävää kuormitusta tehtyjen kokeiden tulokset. Edeltävät kuormitukset lisäävät betoniin kovettumisen aikana syntynyttä mikrohalkeilua, kasvattavat jo olemassa olevia halkeamia ja pienentävät puristuslujuutta.

Kuormitusnopeudet testeissä olivat $10^{-5}/s$, $10^{-4}/s$, $10^{-3}/s$ ja $10^{-2}/s$. Suurin kuormitusnopeus, 10 promillea sekunnissa, oli erittäin suuri, tuhat kertaa suurempi kuin hitain nopeus. Puristuslujuus ja alkuvaiheen kimmokerroin kasvavat kuormitusnopeuden myötä, mutta murtopuristuma pienenee. Betoni on siis kuormitusnopeusriippuvainen materiaali.



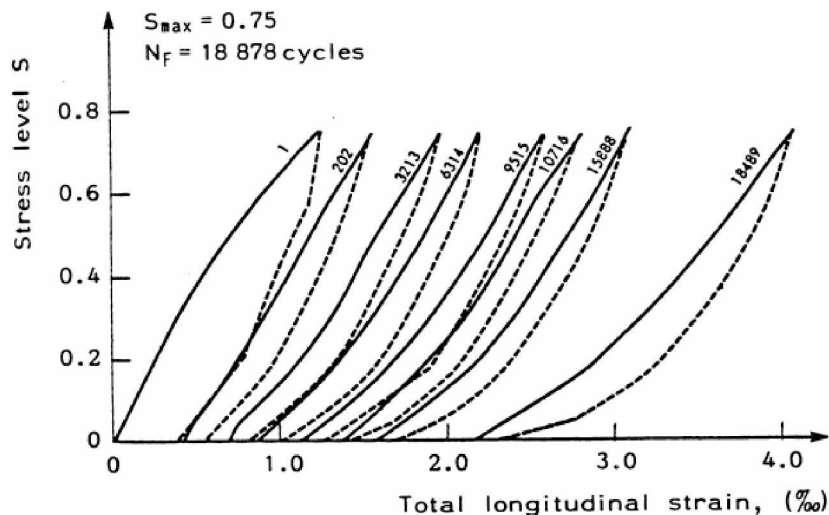
Kuva 2.9 Betonin jännitys-puristuma-kuvaajat: a) kuormitusnopeus $10^{-5}/s$, b) kuormitusnopeus $10^{-4}/s$, c) kuormitusnopeus $10^{-3}/s$, d) kuormitusnopeus $10^{-2}/s$ (Xiao et al 2011).

2.1.1.3 Muodonmuutokset

Muodonmuutoksia tarkkailemalla voidaan tehdä päätelmiä betonin jäljellä olevasta käyttöiästä. Kuormitustoistojen myötä muodonmuutokset sykliä kohden kasvavat, varsinkin, kun kuormitustaso on suuri, ks. kuva 2.10 ($S=0,7f_{ck}$). Sekanttimoduuli yhtä

kuormitussykliä kohden määritellään lausekkeella
$$E_{cm} = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}}.$$

Esitetyn kuormituskokeen mukaan siis betonin sekanttimoduuli E_{cm} pienenee kuormitustoistojen kasvun myötä. (EuroLightCon 2000)

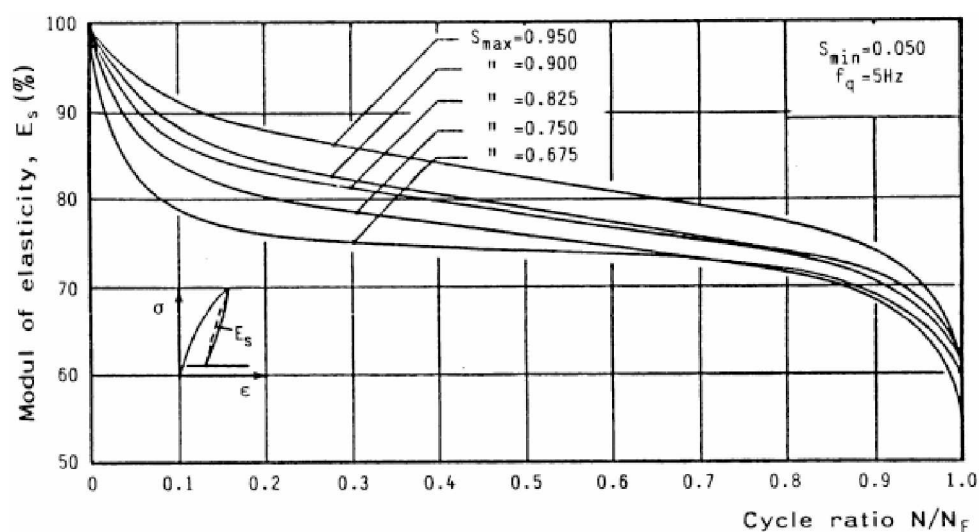


Kuva 2.10 Muutoksia jännitys-venymä-yhteydessä kuormitustoistojen seurauksena (Jinawath 1974, otettu lähteestä EuroLightCon 2000).

Jinawathin koekuormituksessa käytettiin suurta toistuvaa puristusjännitystasoa, $S_{\max} = 0,75$. Ilmiö pitäisi varmistaa pienemmällä eli käytännössä siltarakenteissa syntyvällä jännitystasolla.

Myös Holmen on osoittanut, että moduuli pienenee suurilla jännitystasoilla väsytkuormituksessa, $S_{\max} = 0,675 \dots 0,950$. Kokeissa betonin sekanttimoduuli muuttui vaihteittain kuormitustoistojen myötä, ks. kuva 2.11 ($N/N_F = 1$ kuormitusten maksimimäärällä):

1. nopeasti kasvava venymä noin kuormitustoistomäärään 10 % maksimista asti,
2. tasaisesti kasvava venymä välillä 10 %... 80 %,
3. nopeasti kasvava venymä, kun N/N_F on 80 %... 100 %.



Kuva 2.11 Väsytkuormituksen alaisen betonin sekanttimoduuli (kuormituspoiston jälkeinen uudelleenkuormitus) eri kuormitustoistomäärillä ja eri jännitystasoilla (Holmen 1979, otettu lähteestä EuroLightCon 2000).

Betonirakenteen jännityslaskelmat voivat yksinkertaistettuna perustua raudoituksen ja betonin lineaariseen käyttäytymiseen. Tällöin teräksen ja betonin kimmokertoimien suhteeksi voidaan määrittää $\alpha_e = 10$, josta saadaan arvio betonin kimmokertoimeksi $E_{c,fat} \approx 20000 \text{ MPa}$. (FIB 1999)

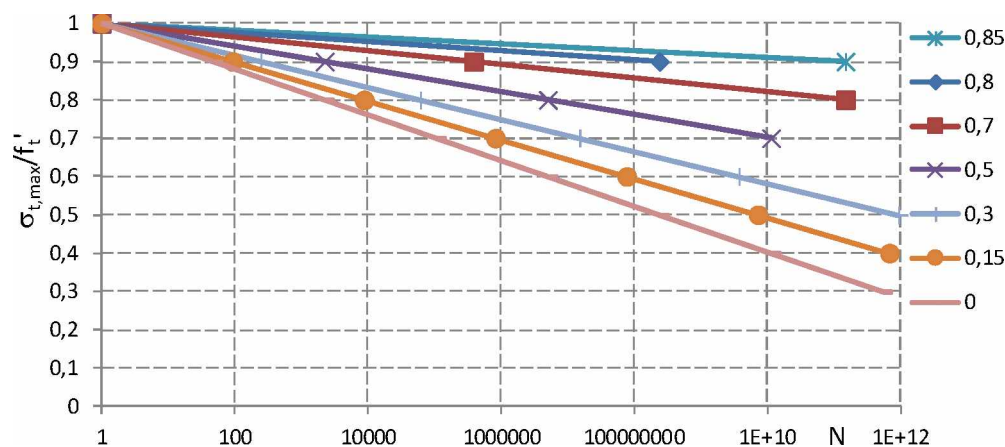
2.1.1.4 Vedon kuormittaman betonin väsyminen

Betonin vetolujuudella väsytyskuormituksessa on suuri hajonta. Tilastollisiin menetelmiin perustaen voidaan päätellä, että väsymislujuuden hajonnan syynä on pääasiassa staattisen vetolujuuden hajonta.

Vetojännitysten rasittaman betonin väsytyskuormituskokeissa ei ole havaittu jännitys-venymäkuvaajien muodossa muutoksia. Kimmoiset muodonmuutokset pysyvät tyypillisesti miltei samansuuruisina koko kokeen aikana. (EuroLightCon 2000)

Väsytyskuormituksen S-N-kuvaaja vetojännitykselle

Ralejs Tepfersin mukaan (otettu lähteestä Thun 2006) vaihteluvälien enimmäismäärä määritetään vetojännityksen suhteellisen maksimitason mukaan. Tepfersin vuoden 1979 mitoituslauseke esitetään tässä kuvaajaryhmänä, jossa jännityssuhde vaihtelee $R = 0 \dots 0,85$, ks. kuva 2.12. Kuvassa N on vakioamplitudisten vaihteluvälien vaikuttaessa murtumiseen johtavien jaksojen enimmäismäärä ja f_t' on staattisen kokeen halkaisuvetolujuus.

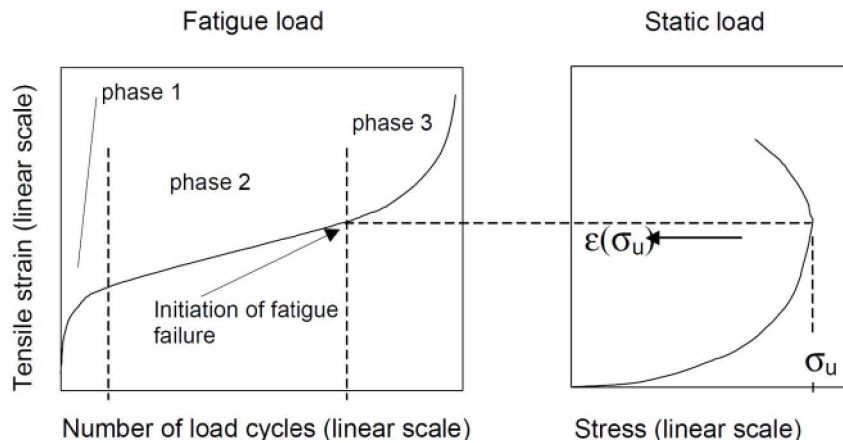


Kuva 2.12 Vaihteluvälien enimmäismäärä, kun $R = \sigma_{t,min}/\sigma_{t,max} = 0 \dots 0,85$ (Thun 2006).

Kuvasta voidaan lukea kuvaajalta $R=0$ eli isoimman jännitysvaihtelun ($0 \text{ MPa} \dots \sigma_{t,max}$) vallitessa maksimijännitykseksi $\sigma_{t,max} = 0,8 \cdot f_t'$, kun $N = 2200$ ja kuvaajalta $R=0,5$ maksimijännitykseksi $\sigma_{t,max} = 0,8 \cdot f_t'$, kun $N = 5000000$. Näitä pienemmillä vetojännitystasoilla ei synny väsymismurtoa betonissa.

Staattisen vetokokeen venymän ja väsytykskokeen venymän yhteys

Seuraavassa kuvassa Håkan Thun esittää venymäkriteerin väsymismurrolle. Balazsin mukaan staattisen vetokokeen venymä vastaa väsytykskokeen venymää juuri ennen ns. kolmannen vaiheen alkua, ks. kuva 2.13.



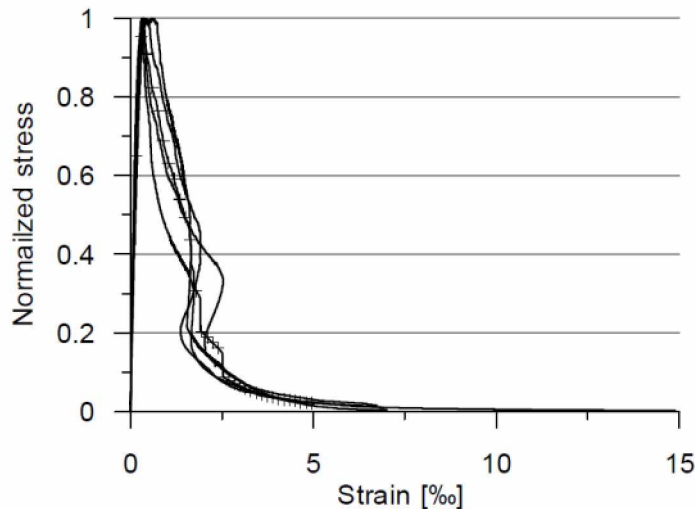
Kuva 2.13 Venymäkriteeri väsymismurrolle Balazsin mukaan (Thun et al 2001).

Thunin vetoväsytykskoikeissa pyöreiden betoninäytteiden ympäri 45 mm välein asennettiin kaksi teräsrengasta, ks. kuva 2.14. Näihin kiinnitettiin COD-mittarit eli halkeaman aukeamista mittaavat mittalaitteet, 4 kpl per näyte, 90° kulmaan toisiinsa nähden. Betoninäytteet kiinnitettiin teräslevyihin kaksikomponenttiliimalla.



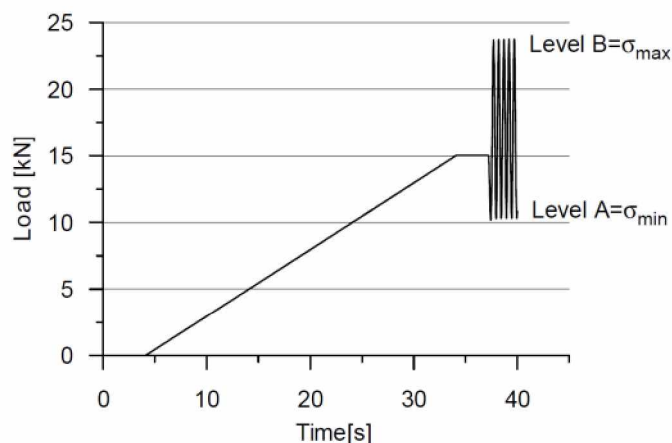
Kuva 2.14 Vetoväsytykskoikeiden kuormitusjärjestely (Thun et al 2001).

Ennen väsytykskoikeita tehtiin yksiakseliset staattiset vetokokeet betonille K45. A-sarjassa saatiin maksimivetojännityksiksi 4,44 MPa, 3,91 MPa, 3,66 MPa ja 4,02 MPa. Eurokoodissa EN 1992-1-1 betonille K45 määritetään vetolujuudet $f_{ctk,0,05} = 2,2$ MPa (5 % fraktiili), $f_{ctm} = 3,2$ MPa (keskiarvo) ja $f_{ctk,0,95} = 4,2$ MPa (95 % fraktiili), joten tulokset ovat lähellä eurokoodin 95 % fraktiilin arvoja. A-sarjan tulokset ja keskiarvokuvaaja (ks. plus-merkki/kuva 2.15) on piirretty samaan kuvaajaan:



Kuva 2.15 A-sarjan yksiakselisen staattisen vetokokeen tulokset normalisoitu jännitys-venymä-kuvaajina (jännitys = 1 => kyseisen kokeen maksimi-vetojännitys) (Thun et al 2001).

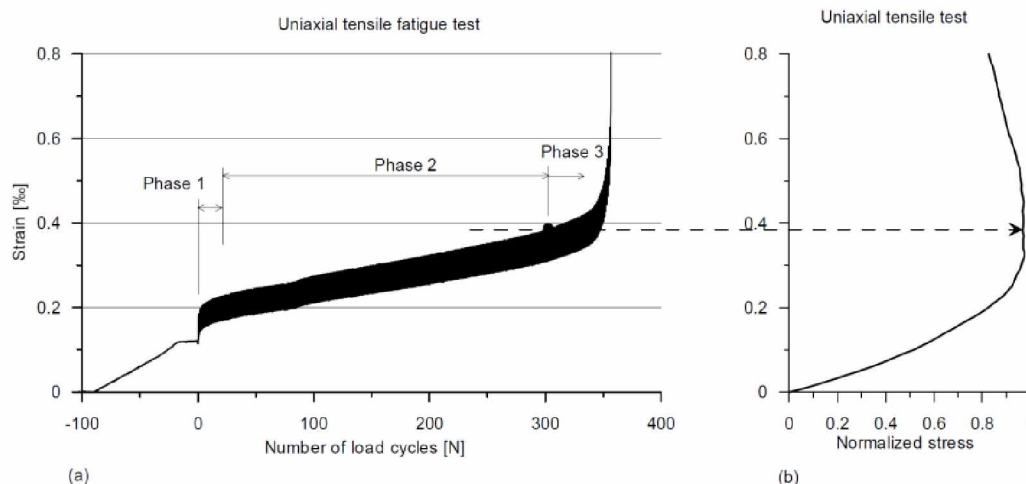
Yhtä väsytysohjetta kohden alempi jännitystaso, kuva 2.16 taso A, pidettiin vakiona ja ylempää jännitystasoa, taso B, saatettiin vaihdella kokeen aikana. Kuormitustoistojen taajuus oli 2 Hz.



Kuva 2.16 Väsytyskuormituksen jännitysvaihteluvälin ääriarvojen tunnuksat (Thun et al 2001).

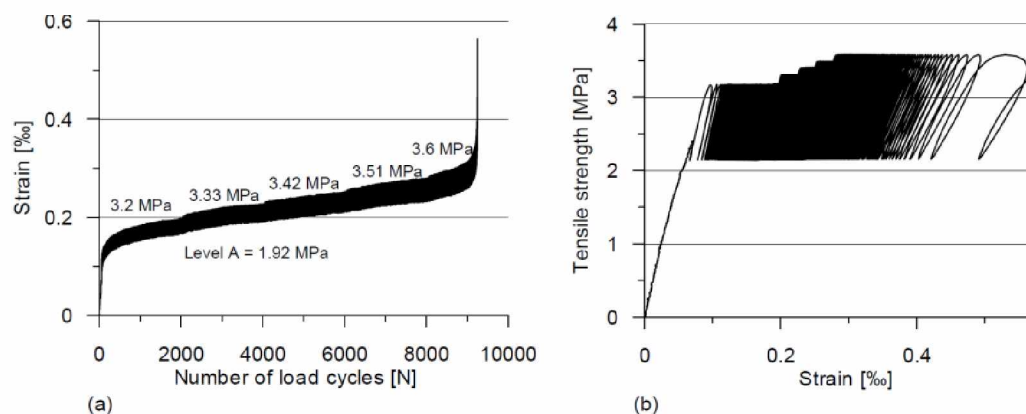
Koesarjoja oli useita. Alussa A-taso oli 60 % yksiakselisen staattisen vetokokeen maksimiarvosta ja B-taso 90 %. A-sarjassa eri kokeissa A-tasoksi valittiin 60 %, 48 % ja 79 % B-tason ollessa 90 %. Jos murtoa ei tapahtunut 2000 syklin jälkeen, kasvatettiin B-tasoa arvoihin 94 %, 98 %, 102 % ja 108 %.

Venymäkriteeri väsymismurrolle Balazsin mukaan (Kuva 2.13) oli voimassa näissä ruotsalaisissa väsytysohjeissa, ks. kuva 2.17. Yksiakselisen staattisen vetokokeen jännitys-venymä-kuvaajan huippujännitystä vastaava venymä vastasi väsytysohjeen vaiheen 3 venymää. Tämän venymän jälkeen väsytysohjeessa murto tapahtui nopeasti.



Kuva 2.17 Vasemmalla väsytykseen venymä-syklimäärä-kuvaaja. Oikealla vastaavan betonin yksiakiaalisen staattisen vetokokeen jännitys-venymä-kuvaaja (keskiarvo) (Thun et al 2001).

Lisääntyvä B-jännitystaso (vrt. kuva 2.16) toimi hyvin tapauksessa, jossa kokeen keskoa haluttiin rajata pienemmäksi, ks. kuva 2.18. B-jännitystaso 3,2 MPa vastasi yksiakiaalisen staattisen vetokokeen suhteellista jännitystasoa 90 %.

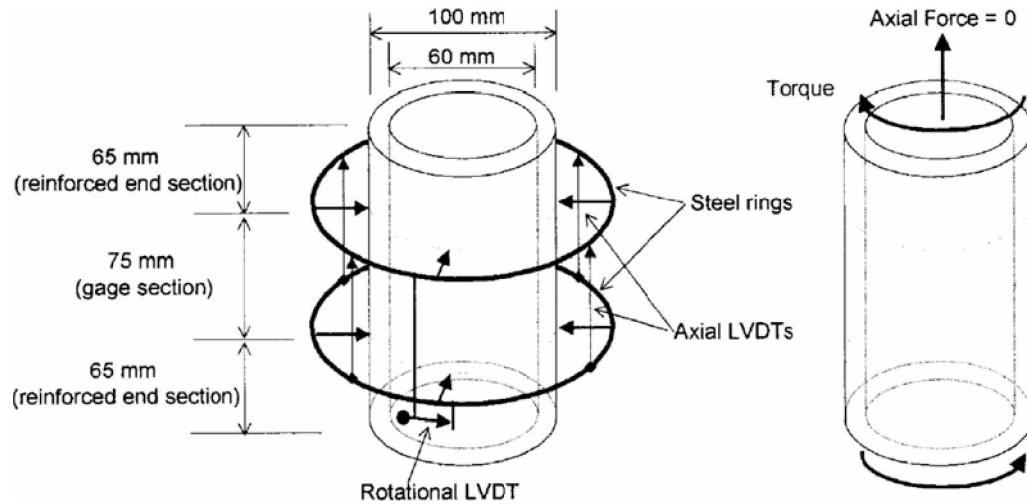


Kuva 2.18 Lisääntyvän jännityksen väsytykseen tulokset venymä-syklimäärä-kuvaajana (vasen) ja jännitys-venymä-kuvaajana (oikea, tässä tensile strength = tensile stress = vetojännitys) (Thun et al 2001).

Vasta viimeinen jännitysvaihteluväli, A - B = 1,92 - 3,6 MPa, kasvatti venymää merkittävästi. Aiemmillä jännitysvaihteluilla (B-taso 3,33...3,51 MPa) mitatut venymälisäykset olivat yhteensä vain noin 20 % kokonaisvenymästä.

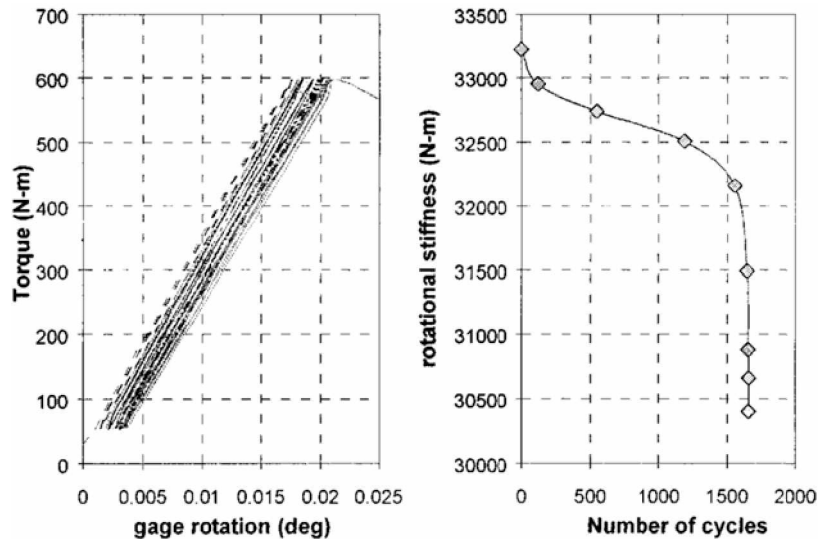
2.1.1.5 Vääntörasitetun betonin väsyminen

Yhdysvaltalaisessa kokeellisessa tutkimuksessa vääntörasitettiin onttoja sylinterimäisiä betonikoekappaleita, joiden ulkohalkaisija oli 100 mm, sisähalkaisija 65 mm ja pituus 200 mm. Kiertymät mitattiin teräsrenkaiisiin tangentin suuntaan asennetuilla kahdella siirtymämittarilla, ks. kuva 2.19.



Kuva 2.19 Koekappaleen mitat, koejärjestely ja kuormitus (Subramaniam et al 2002).

Väsytestit jatkettiin murtoon asti kolmella eri vääntömomenttitasolla: vaihteluvälin yläraja vastasi 75, 85 ja 95 % keskimääräisestä maksimivääntömomentin arvosta. Kaikissa väsytestikokeissa vaihteluvälin alaraja oli 5 % keskimääräisestä maksimivääntömomentin arvosta. Tyypillisestä vääntömomentti-kiertymä-yhteydestä voidaan päätellä, että sylinteri-koekappaleen vääntöjäykkyys pienenee halkeilun lisääntymisen myötä, ks. kuva 2.20. Kuvassa esitetyssä kokeessa vääntöjäykkyys pieneni hyvin vähän.



Kuva 2.20 Vääntömomentti-kiertymä-kuvaaja sekä vääntöjäykkyys-kuormitustoistojen lukumäärä -kuvaaja (Subramaniam et al 2002).

2.1.1.6 Raudoitus

Harjaterästen väsyminen on samanlaista kuin rakenneteräksen väsyminen. Harjateräkselle on ominaista (Plos et al 2007):

- jännityksen vaihteluväli,
- toistojen lukumäärä,
- epäjatkuvuudet (esim. jatkokset ja ruostumiskohdat) sekä poikkileikkauksessa että pinnan muotoilussa.

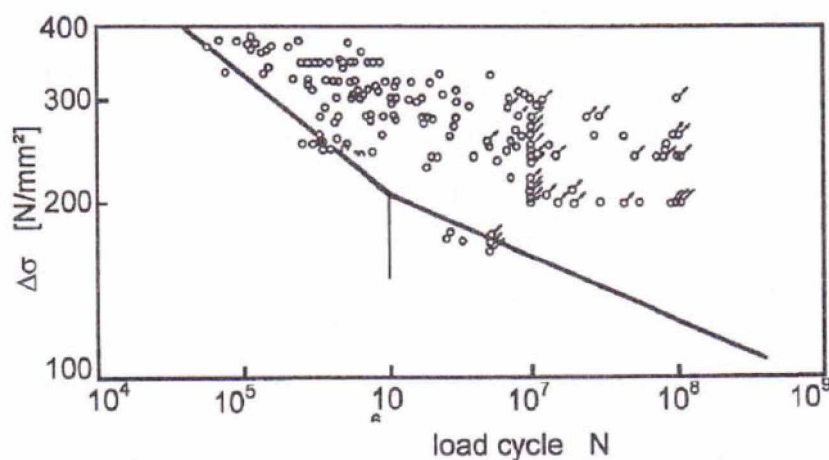
Epäjatkuvuudet johtavat jännityskeskittymiin mahdollisissa väsymismurtokohdissa. Harjateräksissä halkeilu alkaa usein harjan juuressa, mikä lisää jännityksen keskittymistä.

Nimellinen väsymisluku määritellään yleensä jännitysvaihtelun amplitudina 2 miljoonalla kuormitustoistolla ja ilmaistaan S-N-kuvaajan eli Wöhler-käyrän avulla. Väsymisluku luokitellaan tyypillisesti esim. seuraavasti (Plos et al 2007):

- suorat harjaterästangot, joiden halkaisija $\varnothing \leq 20$ mm: $\Delta\sigma_{s,fat} = 170$ N/mm²
- suorat harjaterästangot, joiden halkaisija $20 \text{ mm} \leq \varnothing < 40$ mm: $\Delta\sigma_{s,fat} = 140$ N/mm²
- jälkijännitysteräket: punokset muovisissa suojaputkissa: $\Delta\sigma_{s,fat} = 200$ N/mm²
- esijännitysteräket: suorat punokset betonissa ilman suojaputkia: $\Delta\sigma_{s,fat} = 170$ N/mm²

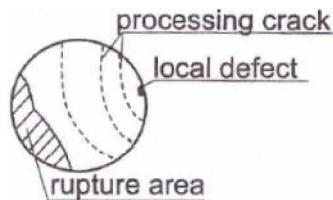
Esijännitysteräs väsy periaatteessa samoin kuin esim. harjateräs. Muovisten suojaputkien käytön on havaittu parantavan punosten väsymiskäyttäytymistä pienen kitkan ja joustavan tartunnan vuoksi. Tartunnattomien, suojaputkissa sijaitsevien jännepunosten tapauksessa punosten ankkurointi on väsymisen kannalta usein ratkaisevin tekijä. Punosten väsymisluku on vain $\Delta\sigma_{s,fat} = 80$ N/mm² ankkurointikappaleessa (Plos et al 2007).

CEB/FIP mallikoodissa esitetään S-N-kuvaaja väsymislukuudelle. Seuraavaan kuvaan on lisätty harjaterästankojen väsytyскоetuloksia, joiden mukaan mallikoodin kuvaaja on melko maltillinen, ks. kuva 2.21.



Kuva 2.21 Jatkuvien harjaterästankojen $\varnothing 6... \varnothing 16$ mm väsymiskäyttäytyminen kuormituskokeissa Tillyn ja Mossin (1982) mukaan sekä CEB/FIP mallikoodin 1990 mukainen kuvaaja tangoille $\varnothing \leq 16$ mm (FIB 1999).

Väsymisrajaa ei S-N- kuvaajan mukaan ole lainkaan, koska kuvaaja on alaspäin kalteva suurillakin syklimäärillä. Todellisissa rakenteissa ja olosuhteissa ei väsymisrajaa yleensä voidakaan tavoittaa, koska väsymisen lisäksi myös muut ilmiöt vaikuttavat rakenteen pitkäaikaiskestävyyteen. Terästangon poikkileikkauksessa esim. ruostuminen saattaa aiheuttaa ensin paikallisen vauriokohdan. Tästä vaurio etenee halkeaman kasvuna, mikä lopulta johtaa tangon katkeamiseen, ks. kuva 2.22. Harjaterästen ruostuminen viittaa yleensä rakenteen väsymislujuuden pienenemiseen. (FIB 1999)

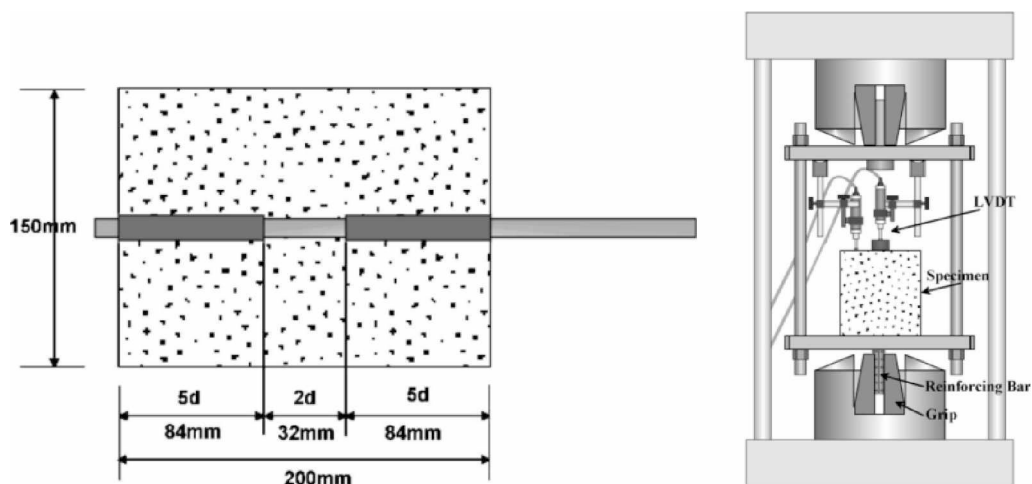


Kuva 2.22 Terästangon poikkileikkauksessa etenevä halkeama (FIB 1999).

2.1.1.7 Harjateräksen tartunnan väsyminen

Korealaiset tutkijat ovat testanneet harjaterästartunnan väsymistä kokeellisesti, ks. kuva 2.23. Terästen tartuntapituus oli vain $2 \cdot d$, jossa d on tangon halkaisija ($d = 16 \text{ mm}$). Teräksen myötölujuus oli 421 MPa ja harjojen korkeus $1,05 \text{ mm}$ ja jako $11,55 \text{ mm}$. Betonin puristuslujuus oli 37 MPa ja se oli tehty tyypin I Portland-sementistä, max 13 mm graniittimurskeesta ja jokihiiekasta.

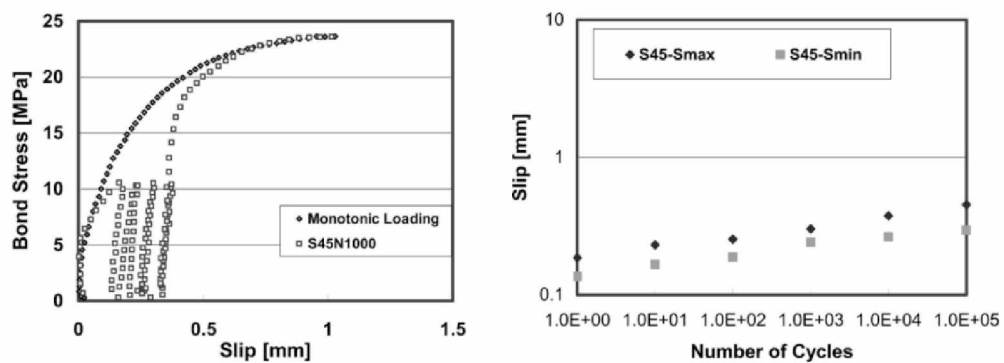
Väsytystartuntajännitykset suhteessa maksimitartuntajännitykseen olivat 45% , 60% ja 75% . Terästankojen väsytykskoeksissa kuormitustoistojen määrät ennen vetomurtokoetta olivat $0, 10, 100, 1000, 10000$ ja 100000 . (Oh & Kim 2007)



Kuva 2.23 Vasen kuva: Betonikoekappaleen ja tartuntapituuden mitat. Oikea kuva: Kuormitusjärjestely (Oh & Kim 2007).

Tuloksia ja tutkijoiden päätelmiä, vrt. kuva 2.24 (Oh & Kim 2007):

- Kun tartuntamurtoa ei synny väsytyksen aikana, tartuntalujuus ja tartuntalujuutta vastaava liukuman arvo eivät riipu väsytyskuormituksesta.
- Väsytyksen aikana liukuma ja jäännösluukuma kasvavat kuormitustoistojen myötä.
- Jännösluukuman suuruus suhteessa liukuman arvoon kasvaa, kun tartuntajännitys kasvaa.
- Kun väsytyksen jälkeen tehdään staattinen vetomurtokuormitus ja kasvatetaan tartuntajännitys väsytySJännitystä suuremmaksi, kasvaa jännitys hyvin pienellä liukuman arvolla. Ilmiö korostuu isoilla väsytySJännitystasoilla.



Kuva 2.24 Vasen kuva: Tartuntajännitys-liukuma-kuvaaja, tuhat sykliä ja suhteellinen tartuntajännitys 45 %. Oikea kuva: Liukuma ja jäännösluukuma eri kuormitustoistomäärillä (Oh & Kim 2007).

Kuormituskokeissa saavutetut tartuntalujuudet olivat suuret betonin vetolujuuteen verrattuna. Esimerkiksi eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan betonin C35 keskimääräinen vetolujuus f_{ctm} on 3,2 MPa.

Näissä kokeissa tartuntapituus oli valittu hyvin lyhyeksi. Tavoitteena lienee ollut aikaansaada tasainen tartuntajännitys koko tartuntapituuden matkalle. Pitkällä tartuntapituudella tartuntajännitys vaihtelee tyypillisesti siten, että lähimpänä tangon vaapaata päätä tartuntajännitys on pieni (Lindberg & Kerokoski 2011).

Pienellä kuormalla teräksen ja betonin välinen tartunta perustuu pääasiassa niiden väliseen adheesioon, liimautumiseen. Kuormituksen kasvaessa adheesio pettää ja tartuntajännitys jakaantuu tasaisemmin tangon koepituudelle, mikä ilmeisesti johtuu harjoja ympäröivän betonin plastisista muodonmuutoksista (Lindberg & Kerokoski 2011). Tämä ilmiö lienee vaikuttanut korealaisten tutkijoiden kokeissa tartunnan jäykkyyden pienenemiseen ensimmäisen kuormituskerran jälkeen.

2.1.2 Betonirakenteiden väsymisen ohjeistus

2.1.2.1 Suomalainen ohjeistus

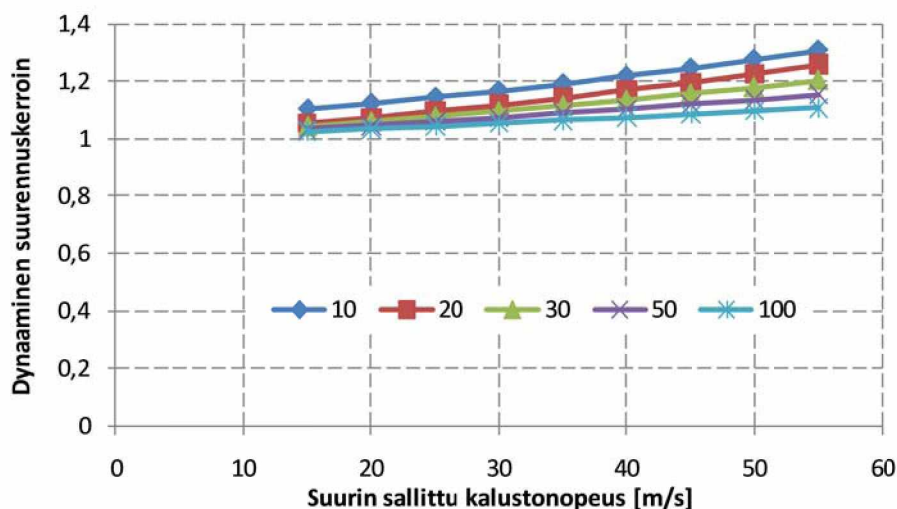
Väsytysmitoitus, yleistä

Liikenneviraston soveltamisohjeessa NCCI 2 (Liikennevirasto 2012) esitetään luettelon avulla tilanteet ja rakenneosat, joissa väsytystarkasteluja ei Suomessa vaadita.

Rakennetta analysoitaessa ja jännityksiä laskettaessa ei huomioida betonin vetolujuutta. Oleellista on varmistaa, että poikkileikkaus on tasapainossa ulkoisten kuormien suhteen. Jännitysvaihteluväliä laskettaessa kuormat jaetaan jaksollisiin (väsyttäviin) ja jaksottomiin kuormiin. Väsyttäviä kuormia ovat tyypillisesti liikennekuormat ja suurissa silloissa myös tuulikuorma. Kuormat yhdistellään tavallisen yhdistelmän säännöillä: $G_{k,j} + P + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i}Q_{k,i}$, jossa $j \geq 1$; $i > 1$. (Ryynänen 2009 / SFS-EN 1990 / Liikennevirasto 2012)

Dynaaminen suurennuskerroin todellisten junien kuormituskaavioille

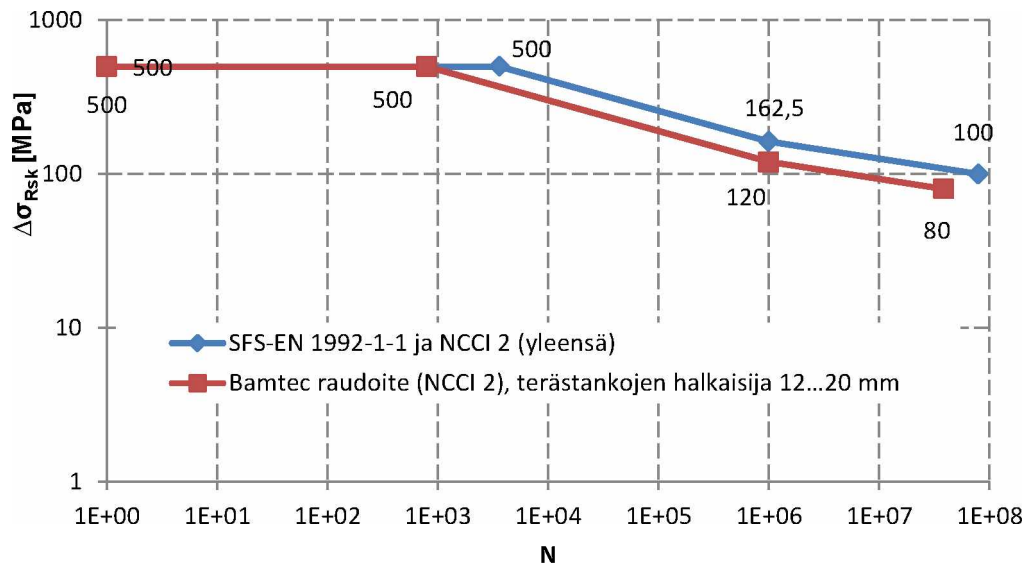
Eurokoodin SFS-EN 1991-2 (kuormat, sillat) liitteessä D esitetään väsyttäviä kuormia koskevat oletukset. Keskimääräistä vaikutusta rakenteen oletetun 100 vuoden käyttöajan aikana huomioon otettaessa dynaaminen suurennuskerroin kunkin todellisen junan osalta voidaan pienentää seuraavassa kuvassa esitettyyn arvoon:



Kuva 2.25 Dynaaminen suurennuskerroin, kun pituus L vaihtelee 10...100 m. Nopeus 55 m/s vastaa nopeutta ≈ 200 km/h (SFS-EN 1991-2).

Raudoituksen väsyminen

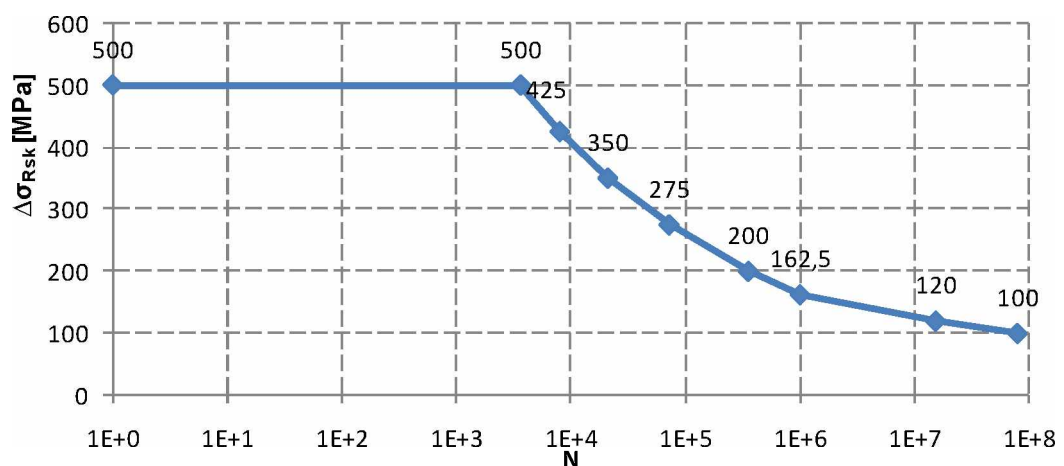
Betoniteräksen ja jänneteräksen väsymislujuuden ominaisarvokäyrän muoto esitetään standardissa SFS-EN 1992-1-1 (betonirakenteet, yleiset säännöt). Seuraavassa kuvassa (Kuva 2.26, ylempi kuvaaja) esitetyt teräksen A500H jännityksiä 500 MPa ja 100 MPa vastaavat jännitysjaksojen määrät $N = 3626$ ja $N = 79010000$ on määritetty annettujen suorien kaltevuuksien $k_1=5$ ja $k_2=9$ avulla.



Kuva 2.26 Betoniteräksen A500H väsymislukuuden ominaisarvokäyrä (SFS-EN 1992-1-1 ja Liikennevirasto 2012).

Standardin SFS-EN 1992-1-1 kansallisessa liitteessä on mainittu, että kaltevuuskulmat ja $\Delta\sigma_{Rsk}$ kohdassa $N=1000000$ otetaan teräksen spesifikaatiosta. Liikenneviraston eurokoodin soveltamisohjeessa on mainittu, että käytetään arvoa $\Delta\sigma_{Rsk} = 200\text{MPa}$, mikä pidentää edellisen kuvaajan vaakasuoraa osuutta ja nostaa kaltevia osuuksia ylöspäin (Kuva 2.26, ylempi kuvaaja).

SFS-EN 1992-1-1:n kuvaajan voi myös piirtää useamman väliarvon avulla. Kun tämän jälkeen muutetaan pystyakseli lineaariseksi, paranee luettavuus, ks. kuva 2.27.



Kuva 2.27 Betoniteräksen A500H väsymislukuuden ominaisarvokäyrä (SFS-EN 1992-1-1).

Eurokoodi ottaa kantaa vain jännitysvaihteluvälin suuruuteen tietyllä jännitysjaksojen lukumäärälle. Se ei määrittele jännitystason suuruutta. Esimerkiksi jännitysvaihtelu 0 MPa... 150 MPa johtaa tällöin samaan väsytyksrasitukseen kuin jännitysvaihtelu 150 MPa... 300 MPa.

Liikenneviraston soveltamisohjeessa (Liikennevirasto 2012) esitetään neljä vaihtoehtoista menetelmää raudoituksen väsytykestävyyden tarkistamiseksi. Jokaiselle menetelmälle (ehdolle) on annettu yksityiskohtaisia ohjeita. Kuva 2.26 liittyy ehtoon numero 3 ja Palmgren-Minerin säännön soveltaminen liittyy ehtoon numero 4. Kaksi muuta ehtoa ovat:

Ehto 1) Taivutusraudoituksen jännitys on korkeintaan 300 MPa ominaisyhdistelyllä

Ehto 2) Ajoneuvoliikenteen siltojen raudoituksen jännitysvaihteluväli kuormakaaviossa FLM1 on korkeintaan 180 MPa.

Jännepunosten väsymismitoituksessa voidaan käyttää jännevoiman ominaisarvoa.

Palmgren-Minerin vauriokertymä sääntö

Useiden muuttuva-amplitudisten jännitysvaihteluvälien tapauksessa vaurio voidaan laskea yhteen käyttämällä Palmgren-Minerin sääntöä. Siten asianomaisten väsytyskuormien aiheuttama teräksen kumulatiivisen väsymisvauriosuhteen edellytetään täyttävän ehdon (SFS-EN 1992-1-1):

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1$$

missä $n(\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaavien tapahtuneiden jännitysjaksojen lukumäärä ja $N(\Delta\sigma_i)$ on jännitysvaihteluväliä $\Delta\sigma_i$ vastaavien, vaurion aiheuttavien jännitysjaksojen lukumäärä.

Esimerkki

Taulukko 2.1 Lähtötiedot kuvitteelliselle rakenteelle/materiaalille esimerkkilaskelmaa varten.

Palmgren-Miner	Ajanjakso 1	Ajanjakso 2	Ajanjakso 3
Jännitysvaihtelu $\Delta\sigma$ [MPa]	120	200	150
Jännitysjaksojen lukumäärä n ajanjaksolla	100000	2000	12000
Jännitysjaksojen lukumäärä N (kestää ko. jännitysvaihtelua)	200000	7000	60000
Suhde n/N	0,50	0,29	0,20

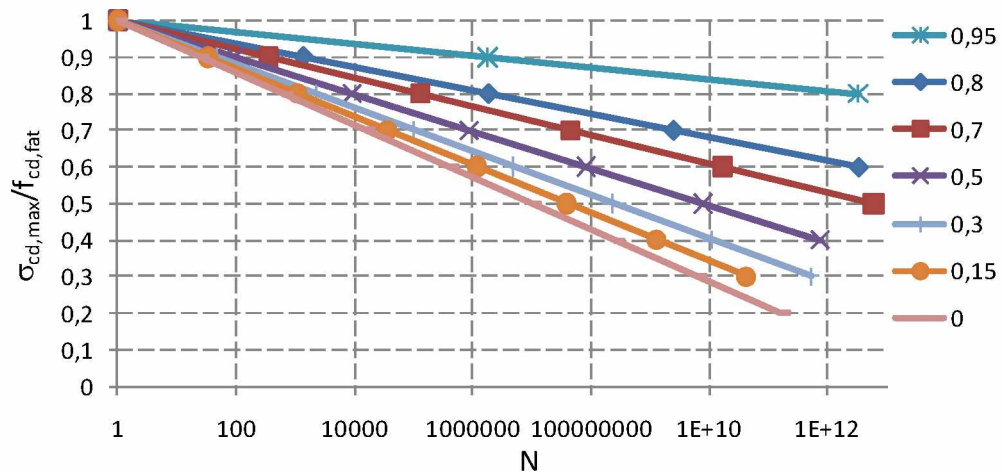
Palmgren-Minerin säännön periaatteen mukaisesti edellä esitetyillä lähtötiedoilla (Taulukko 2.1) saadaan yhteensä ko. rakenteelle

$$\sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} = 0,5 + 0,29 + 0,2 = 0,99 < 1 \Rightarrow \text{OK.}$$

Rakenne kestää näiden kolmen ajanjakson aikana siihen kohdistuvat jännitysvaihtelut.

Puristuksen kuormittaman betonin väsyminen

Eurokoodin SFS-EN 1992-2 (betonirakenteet, sillat) mukaan vaihteluvälien enimmäismäärä määritetään puristusjännityksen suhteellisen maksimitason mukaan. Eurokoodin mitoituslauseke esitetään tässä kuvaajaryhmänä, jossa jännityssuhde vaihtelee $R = 0 \dots 0,95$, vertaa Kuva 2.28, jossa N = vakioamplitudisten vaihteluvälien vaikuttaessa murtumiseen johtavien jaksojen enimmäismäärä.



Kuva 2.28 Vaihteluvälien enimmäismäärä, kun $R = \sigma_{cd,min} / \sigma_{cd,max} = 0 \dots 0,95$ (SFS-EN 1992-2).

Kuvasta voidaan lukea kuvaajalta $R=0$ eli isoimman jännitysvaihtelun (0 MPa... $\sigma_{cd,max}$) vallitessa maksimijännitykseksi $\sigma_{cd,max} = 0,6 \cdot f_{cd,fat}$, kun $N = 400\,000$ ja $\sigma_{cd,max} = 0,5 \cdot f_{cd,fat}$, kun $N = 1\,000\,000\,000$ sekä $\sigma_{cd,max} = 0,4 \cdot f_{cd,fat}$, kun $N = 2\,500\,000\,000$ ($2,5E+08$). Näitä pienemmillä puristusjännitystasoilla ei synny väsymismurtoa betonissa.

Thunin (2006) mukaan tämäntyyppisissä kuvaajissa on puutteena lähinnä aikatekijän puuttuminen. Kuvaajissahan ei oteta kantaa esim. kuormitus syklien nopeuteen tai kokonaisajan pituuteen.

Korkealujuusbetonit ovat yleensä herkempiä väsymismurtumiselle kuin normaalibetonit. Eurokoodissa SFS-EN 1992-2 asia huomioidaan lujuuden lausekkeessa

$$f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \frac{f_{ck}}{1,5} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ tekijällä } \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right).$$

Betonin iän ollessa 28 vrk (ks. kuva 2.29) vähenee $f_{cd,fat}$ arvosta $0,6f_{ck}$ normaalibetoneissa ($f_{ck}=25\text{MPa}$) arvoon $0,51f_{ck}$ korkealujuusbetoneissa ($f_{ck}=60\text{MPa}$) eli betoni-luokasta johtuva ero tässä esimerkitapauksessa on 18 %.

Liikenneviraston soveltamisohjeessa esitetään kolme vaihtoehtoista menetelmää betonin väsytykestävyyden tarkistamiseksi. Tässä esitetyn lisäksi väsytyksimitoitusta voidaan tehdä EN 1992-1-1 liitteen NN mukaisesti rautatiesilloille tai väsytyksimitoitusta suoritetaan Palmgren-Minerin säännöllä soveltamisohjeessa annetuilla ehdoilla. (Liikennevirasto 2012)

Betonin väsytykestävyyden katsotaan olevan riittävä, mikäli seuraavat epäyhtälöt toteutuvat (Liikennevirasto 2012):

$$\frac{\sigma_{c,\max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,\min}}{f_{cd,fat}} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{c,\max} \leq 0,5f_{cd,fat} + 0,45\sigma_{c,\min}$$

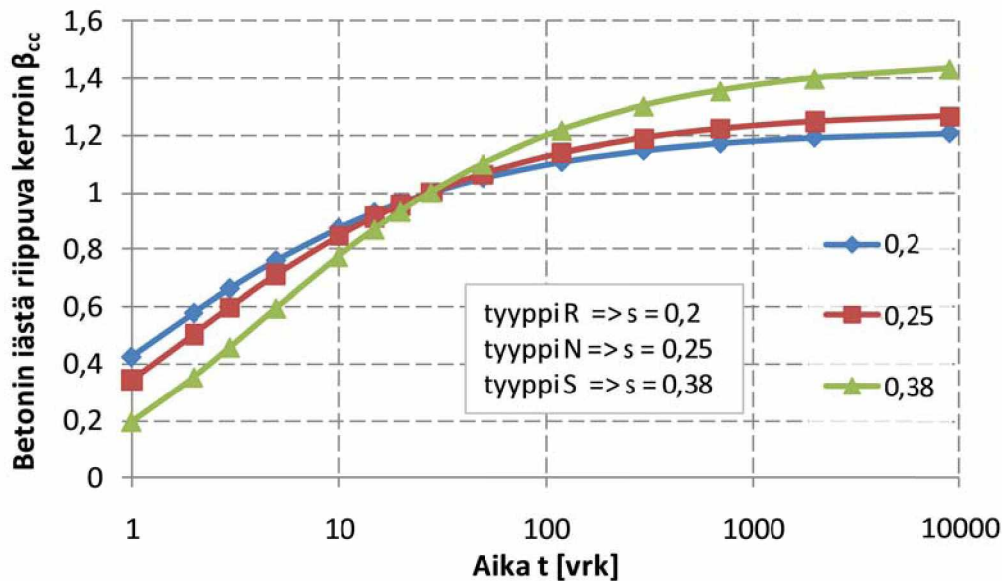
ja $\sigma_{c,\max} \leq 0,8f_{cd,fat}$, kun $f_{ck} \leq 50$ MPa.

$\sigma_{c,\max}$ on suurimman puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä
 $\sigma_{c,\min}$ on pienimmän puristusjännityksen itseisarvo tavallisella kuormitusyhdistelyllä.

Epäyhtälöitä tarkastelemalla havaitaan, että ylempi yhtälö vastaa alempaa, kun $\sigma_{c,\min} = 0,667f_{cd,fat}$ (yläraja, vrt. kuva 2.30). Lisäksi havaitaan, että kuormitustoiston määrä N ei ole lausekkeissa huomioitu.

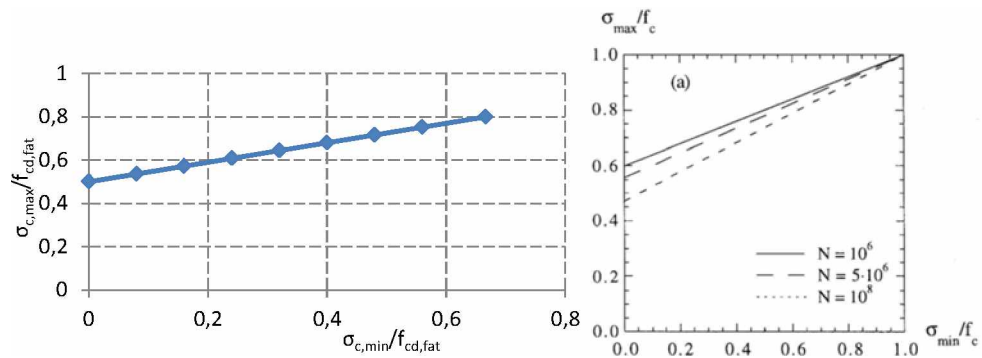
$$\text{Betonin lujuus } f_{cd,fat} = \beta_{cc}(t_0) \frac{0,85f_{ck}}{1,5} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).$$

Betonin ikä otetaan huomioon seuraavan kuvaajan avulla, ks. kuva 2.29.



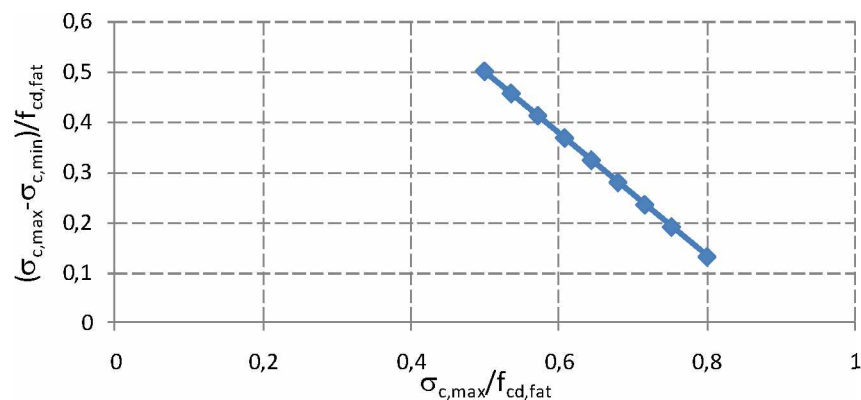
Kuva 2.29 Iästä t riippuva kerroin $\beta_{cc}(t)$ betonin puristuslujuutta arvioitaessa, s = sementin tyyppistä riippuva kerroin (N : normaali varhaislujuus) (Lindberg & Kerokoski 2011).

Kun $f_{ck} \leq 50$ MPa voidaan $\sigma_{c,\max}$ määrittää edellä esitettyistä epäyhtälöistä $\sigma_{c,\min}$:n avulla seuraavasti, ks. kuva 2.30. Goodman-diagrammin mukaan NCCI 2 epäyhtälöiden väsytyskuormitusohjeistus vastaa hyvin suurta kuormitustoistomäärää, N on noin $5 \cdot 10^7$.



Kuva 2.30 Suurimman puristusjännityksen $\sigma_{c,max}$ suhteellinen arvo pienimmän puristusjännityksen $\sigma_{c,min}$ suhteellisen arvon funktiona (vasen). Tyypillinen Goodman-diagrammi kolmelle kuormitustoistomäärälle (oikea, Plos et al 2007)).

Mitä lähempänä $\sigma_{c,max}$ on lujuutta $f_{cd,fat}$ sitä pienemmäksi muodostuu siis sallittu jännitysvaihtelu $\sigma_{c,max} - \sigma_{c,min}$, vrt. kuva 2.31.



Kuva 2.31 Maksimi jännitysvaihtelu $\sigma_{c,max} - \sigma_{c,min}$ suhteen $\sigma_{c,max}/f_{cd,fat}$ funktiona.

Esimerkiksi lujuudella $f_{cd,fat} = 26$ MPa ($K=f_{ck,cube}=58$ MPa, kun $t_0=28$ vrk) saadaan puristusjännityksen arvolla $\sigma_{c,max} = 0,5 \cdot f_{cd,fat} = 13$ MPa jännityksen vaihteluväliksi $\sigma_{c,max} - \sigma_{c,min} \leq 13$ MPa eli jännitys vaihtelee välillä 0... 13 MPa. Samoin suurimman puristusjännityksen arvolla $\sigma_{c,max} = 0,8 \cdot f_{cd,fat} = 21$ MPa saadaan jännityksen vaihteluväliksi $\sigma_{c,max} - \sigma_{c,min} \leq 3$ MPa, mikä on melko tiukka vaatimus. Jännitys vaihtelee tällöin siis välillä 18... 21 MPa. Täten suurimman puristusjännityksen arvolla (lujuuteen suhteutettuna) on suuri merkitys mahdollisen jännitysvaihtelun suuruuteen. Kuvassa esitettyjä jännitysvaihteluja pienemmillä arvoilla betoni ei vaurioidu.

Vertailu, puristusrasitetun betonin väsyminen

Lindbergin (2010) mukaan stabiilin mikrohalkeilun alue, jolloin betoni ei murru toistuvassa rasituksessa, päättyy arvoon $0,55 \cdot f_{\max}$ eli noin $0,38 \cdot K$, vrt. Kuva 2.1.

Tarkastellaan betonia, jonka lujuus on $K=f_{ck,cube}=58\text{MPa}$ eli $f_{ck} \approx 48\text{ MPa}$ ja $f_{cd,fat} = 26\text{ MPa}$ ($t_0=28\text{vrk}$). Tällöin saadaan vertailuarvo Lindbergin mukaan $0,38 \cdot K = 0,38 \cdot 58\text{MPa} = 22\text{ MPa}$. Tämä on hieman suurempi kuin edellä laskettu $\sigma_{c,max} = 21\text{ MPa}$, jolloin suurin mahdollinen kuorman vaihteluväli oli hyvin pieni.

Lisäksi Lindbergin mukaan betonin todellinen rasitus käyttörajatilassa ei yleensä saa ylittää arvoa $K/3$ eli tässä tapauksessa $58\text{MPa}/3 \approx 19\text{ MPa}$.

Tämän lyhyen vertailun mukaan Liikenneviraston raja-arvot erisuuruksille jännitys-vaihteluille ovat sopivan varovaisia.

Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 ohjeet betonirakenteille

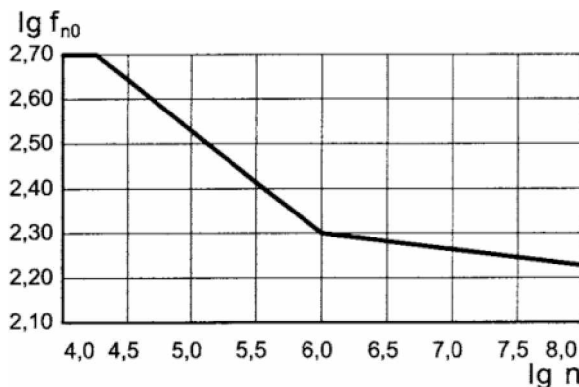
Laskelmissa käytetään alennettuja materiaalilujuuksia sekä osavarmuusluvulla 1,0 kerrottua pysyvää ja väsyttävää kuormaa. Väsytkuormitus käsitellään pitkäaikaisena kuormana. Betonin väsymislujuuden laskenta-arvo puristuksen vaikuttaessa on (Ympäristöministeriö 2005):

$$f_{cnd} = 0,5f_{cd} + 0,4\sigma_{c,min} \leq f_{cd} / 1,2$$

$$\text{ja vedon vaikuttaessa } f_{ctnd} = 0,33f_{ctd} + 0,6\sigma_{ct,min} \leq f_{ctd} / 1,2.$$

Betonin väsymislujuus puristuksen vaikuttaessa on lähes sama kuin mitä eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 6.8.7 on esitetty, vrt. myös Liikenneviraston ohjeistus.

Betoninormeissa on annettu myös harjateräkselle ohjeet väsymislujuuden laskenta-arvon laskemiseksi. Perusarvo f_{no} (kuva 2.32) jaetaan varmuusluvulla γ_s . Lisäksi huomioidaan terästangon mahdollinen taivutussäde ja hitsit väsymislujuutta pienentävinä tekijöinä. Jos jännitysten vaihteluvälin minimijännitys $\sigma_{s,min} \neq 0$, huomioidaan myös $\sigma_{s,min}$ suuruus.



Kuva 2.32 A500HW teräksen väsymislujuuden perusarvo f_{no} [N/mm^2] kuormanvaihtoluvun n funktiona. $\lg 500 = 2,7$ ja $\lg 200 = 2,3$ sekä $\lg 17800 = 4,25$. (Ympäristöministeriö 2005)

Tiehallinnon (Liikenneviraston) ohje Betonirakenneohjeet 2006

Ohje täydentää sillansuunnittelua varten rakentamismääräyskokoelman ohjetta B4. Betonisiltojen vaihtorasitustarkastelu suoritetaan noudattaen vastaavia perusteita kuin terässilloissa.

Tarkastetaan ehto

$$\Delta \sigma_{ekv} \leq \Delta f_{nd}$$

missä $\Delta \sigma_{ekv}$ on ekvivalentti jännityksen vaihteluväli
 Δf_{nd} on väsymisrajan laskenta-arvo

Betonin väsymisrajan laskenta-arvot:

$$f_{cnd} = 0,25 f_{cd}$$

$$f_{ctnd} = 0,15 f_{ctd}$$

Raudoituksen väsymislujuuden laskenta-arvot:

$$f_{snd} = k_1 k_2 f_{no}$$

$$f_{no} = 125 \text{ N/mm}^2 \quad \text{harjatangoilla } \phi = 12 \dots 16 \text{ mm}$$

$$100 \text{ N/mm}^2 \quad \text{harjatangoilla } \phi = 20 \dots 32 \text{ mm}$$

k_1 ja k_2 määritetään ohjeen B4 mukaan.

Esimerkiksi suorilla pääteräksillä on $k_1 = k_2 = 1$, kun ei käytetä jatkosolia eikä hitsauksia.

Jänneraudoituksen väsymislujuuden laskenta-arvot ovat:

$$f_{pnd} = 90 \text{ N/mm}^2 \quad \text{punoksille ja langoille}$$

$$80 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tangoille}$$

$$35 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ankkureilla.}$$

2.1.2.2 Ohjeistus ulkomailla

UIC code 774-1 R

Kansainvälisen rautatiejärjestön UIC:n betonisten rautatiesiltojen väsymismitoitusta koskevassa suosituksessa UIC 774-1 R on esitetty periaate, jonka mukaan tietyille siltarakenteille ei tarvitse tehdä väsymismitoitusta. Tämä periaate koskee rakenteita, joiden mitoituksessa dynaamisen kertoimen käyttö ei ole tarpeellista: esim. siltakannet, joiden päällä on riittävä maakerros tai jokin muu vaimentava kerros, väli- ja päätytuot, joita ei ole jäykästi kiinnitetty ylärakenteeseen, ja perustukset.

Kuormien yhdistely

Rautatiesilloilla pääasiassa liikennekuormat aiheuttavat betonirakenteen väsymistä. Yhdistetyt rasitukset lasketaan yksinkertaisen määrittelyn mukaan seuraavasti (Simplified verification / UIC 774-1):

$$S_{d,fat} = S \left(\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + 0,8 Q_{k1} + 0,6 T_k \right) \quad (2.1)$$

missä G_{kj} , P_k , Q_{k1} ja T_k ovat pysyvien kuormien, jännevoiman, muuttuvien kuormien ja lämpötilamuutosten aiheuttamien rasitusten ominaisarvot.

Betonin väsytyksmitoitus, puristus

Puristetulla betonilla väsymislujuus riippuu jännitysvaihtelun suuruuden lisäksi puristusjännitystasosta. Väsymislujuus lasketaan lähes kuten Liikenneviraston ohjeissa, vrt. sivu 33:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd}} \leq 0,9 \quad (2.2)$$

$\sigma_{c,max}$ on suurin puristusjännitys yksinkertaisen määrittelyn kuormitusyhdistelyllä.

$\sigma_{c,min}$ on pienin puristusjännitys yksinkertaisen määrittelyn kuormitusyhdistelyllä.

$$f_{cd} = f_{ck}/1,5$$

Betonilujuuden kasvu vanhassa betonirakenteessa voidaan huomioida betonisiltoja käsittelevän eurokoodin esistandardin lausekkeiden mukaisesti.

Betonin väsytyksmitoitus, leikkaus

Leikkausraudoittamattomilla rakenteilla betonin väsymislujuus on riittävä, jos jompikumpi seuraavista ehdoista pätee:

$$\text{Kun } \frac{\tau_{min}}{\tau_{max}} \geq 0 : \quad \left| \frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd}} \right| \leq 0,5 + 0,45 \left| \frac{\tau_{min}}{\tau_{Rd}} \right| \leq 0,9$$

$$\text{Kun } \frac{\tau_{min}}{\tau_{max}} < 0 : \quad \left| \frac{\tau_{max}}{\tau_{Rd}} \right| \leq 0,5 - \left| \frac{\tau_{min}}{\tau_{Rd}} \right|$$

τ_{max} on suurin leikkausjännitys yksinkertaisen määrittelyn kuormitusyhdistelyllä.

τ_{min} on pienin leikkausjännitys yksinkertaisen määrittelyn kuormitusyhdistelyllä.

$\tau_{Rd} = V_{Rd,ct}/(b_w \cdot d)$, jossa $V_{Rd,ct}$ on eurokoodin luonnosvaiheen (final draft) mukainen leikkauskestävyys (vertalu: EN 1992-1-1:ssä symboli $V_{Rd,c}$)

Esimerkilaskelma

Betoni $f_{ck} = 45$ MPa, raudoitus 1,6 % ja laatan tehollinen korkeus $d = 200$ mm
 $\Rightarrow \tau_{Rd} = V_{Rd,c}/(b_w \cdot d) = 1$ MPa

a) Kuormista saadaan leikkausjännitysvaihteluksi $\tau_{min} = 0,4$ MPa ja $\tau_{max} = 0,65$ MPa

$$\Rightarrow \left| \frac{0,65}{1} \right| \leq 0,5 + 0,45 \left| \frac{0,4}{1} \right| \leq 0,9 \quad \Rightarrow 0,65 \leq 0,68 \leq 0,9 \Rightarrow \text{OK}$$

b) Kuormista saadaan leikkausjännitysvaihteluksi $\tau_{min} = -0,17$ MPa ja $\tau_{max} = 0,33$ MPa

$$\Rightarrow \left| \frac{0,33}{1} \right| \leq 0,5 - \left| \frac{-0,17}{1} \right| \Rightarrow 0,33 \leq 0,33 \Rightarrow \text{OK}$$

Vaatus on siis erityyppinen, kun leikkausjännitys vaihtelee nollajännityksen molemmiin puolin.

Kun murtorajatilan leikkausmitoitus tehdään käyttäen rakenteen sisäisen puristusauvan valittavan kaltevuuden menetelmää (EN 1992-1-1 Betonirakenteiden suunnittelu), voidaan puristussauvan kaltevuus θ_{fat} valita seuraavasti (UIC 774-1):

$$\tan \Theta_{\text{fat}} = \sqrt{\tan \Theta} \leq 1$$

Kaltevuuskulmalle $\theta = 21,8^\circ$ saadaan $\theta_{\text{fat}} = 32,3^\circ$ ja kaltevuuskulmalle $\theta = 45^\circ$ saadaan $\theta_{\text{fat}} = 45^\circ$. Väsymismitoituksessa puristussauvan kaltevuuskulma voi siis vaihdella välillä $32,3^\circ - 45^\circ$.

Raudoituksen väsytyksimitoitutus

Esijännitetyillä betonirakenteilla, joissa punosten ankkurointi hoidetaan punostartunnan avulla, voidaan jännitykset laskea vain, jos todellinen punosvoima on tiedossa. Jos laskelmin todetaan, että väsytyskuorman taivutusmomentti on pienempi kuin betonin puristusjännityksen poistamista vastaava momentti poikkileikkauksessa, on myös jännityksen vaihtelu pientä. Osittain jännitetyissä rakenteissa sen sijaan kasvavat punosjännitykset tartuntajänteissä selvästi kun betonin puristusjännityksen poistumista vastaava momentti ylitetään (UIC 774-1).

Jos ei käytetä tartuntajännepunoksia eli käytetään ankkurointikappaleita, pitää punosjännitykset laskea iteroimalla (UIC 774-1).

Betoniteräksen väsymislujuuden ominaisarvokäyrän arvot suorille tai taivutetuille tangoille ovat UIC 774-1:ssä samat kuin eurooppalaisessa standardissa SFS-EN 1992-1-1 (betonirakenteet, yleiset säännöt), vrt. Kuva 2.26. Hakaraudoitukselle käytetään pienennyskerrointa 0,9.

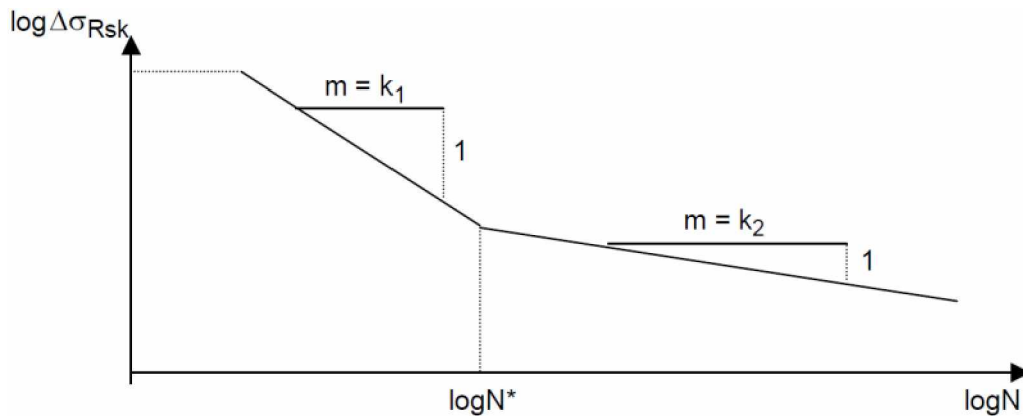
Erityistä huomiota pitää kiinnittää korroosioriski ympäristössä sijaitsevien rakenteiden väsymiseen. Betonirakenteille, joiden terästen korroosio on jo alkanut, jännitysvaihtelu $\Delta \sigma_{\text{Rsk}}$ voidaan määrittää pienentämällä jännityseksponentti k_2 suorilla ja kaarevilla tangoilla (bars) arvoon $k_2 = 5$.

Jänneteräksen väsymislujuuden ominaisarvokuvaajan arvot lasketaan taulukkoarvojen mukaan, ks. Taulukko 2.2, vrt. kuva 2.33.

Taulukko 2.2 Jännitetyn teräksen väsymislujuuden määrittämissparametrit (UIC 774-1).

Jännitetyn teräksen S-N-kuvaaja	N*	Jännityseksponentti		$\Delta\sigma_{Rsk}$ N* syklin tapauksessa (MPa)
		k ₁	k ₂	
Esijännitys:	10 ⁶	5	9	185
Jälkijännitys:				
Yksittäiset jännepunokset (strands) muovisuojaputkessa	10 ⁶	5	9	185
Suorat tai taivutetut jänteet (tendons) muovisuojaputkessa	10 ⁶	5	10	150
Taivutetut jänteet terässuojaputkessa	10 ⁶	3	7	120

Jatkosorille antaa paikallinen rautatieviranomaisen väsymislujuusarvot. Näistä UIC esittää suositusarvot.



Kuva 2.33 Teräksen väsymislujuuden ominaisarvokuvaajan (S-N-kuvaaja) muoto (UIC 774-1).

Yksinkertaistettu väsymismitoitus perustuu arvioitavan rakenteen raudoituksen jännitysvaihtelun $\Delta\sigma_s(Q_{fat})$ rajoitukseen koko käyttöiän aikana. Tällöin asetetaan raudoitukselle väsymisraja-arvo.

$$\Delta\sigma_s(Q_{fat}) \leq \sqrt[m]{\frac{N^*}{N_D}} \cdot \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{sfat}} \quad (2.3)$$

missä $m = k_1$

$N_D = 5 \cdot 10^6$ kuormitustoistoa = väsymisrajan arvioitu kuormitustoistomäärä

$\gamma_{sfat} = 1,15$

$\Delta\sigma_{Rsk}$, N^* ja k_1 katsotaan UIC 774-1:n taulukosta (Taulukko 2.2).

Tulokseksi saadaan (Taulukko 2.3):

Taulukko 2.3 Jännitysvaihtelurajoitus yksinkertaisen määrittelyn mukaan (UIC 774-1).

Raudoitustyyppi	$\Delta\sigma_s(Q_{fat})$ (MPa)
Suora harjateräs	102
Esijännitysteräs	117
Jälkijännitysteräs:	
Yksittäiset jännepunokset muovisuojauputuksessa	117
Suorat tai taivutetut jänteet muovisuojauputuksessa	95
Taivutetut jänteet terässuojauputuksessa	61

Jännitysvaihtelurajoitus $\Delta\sigma_s(Q_{fat})$ määritellään yksinkertaisen määrittelyn mukaiselle rakenteen raudituksen yhdistetylle rasitukselle (voimalle) $S_{d,fat}$, ks. sivu 37.

Rautatiesillat Britanniassa ja niiden suunnittelun ohjeistus

Brittien standardissa BS5400 osassa 10 vuodelta 1980 (uusin versio, kevät 2011) on esitetty rautatiesiltojen väsymismitoitus. Siinä esitetään kaksi väsymisen arviointimenetelmää. Yksinkertaistetussa menetelmässä ei lasketa vaurioitumista. Menetelmässä määritetään jännitysvaihtelun yläraja-arvo määrättylle suunnitteluiälle tiettyjen reunaehtojen vallitessa. Toinen menetelmä on vaurioitumisen laskeminen Miner'n yhteenlaskuperiaatteella. Menetelmää voidaan käyttää, kun σ -N -yhteys on tiedossa, mille tahansa kuormitukselle tai jännitysspektrille. (BS5400)

Standardissa British Standard BS5400 - 10:1980 esitetään useita yksityiskohtia molempiin menetelmiin liittyen. Standardi on kumottu 30.3.2010 ja korvattu eurokoodilla BS EN 1993-1-9:2005 (Teräsrakenteiden suunnittelu).

Kiina

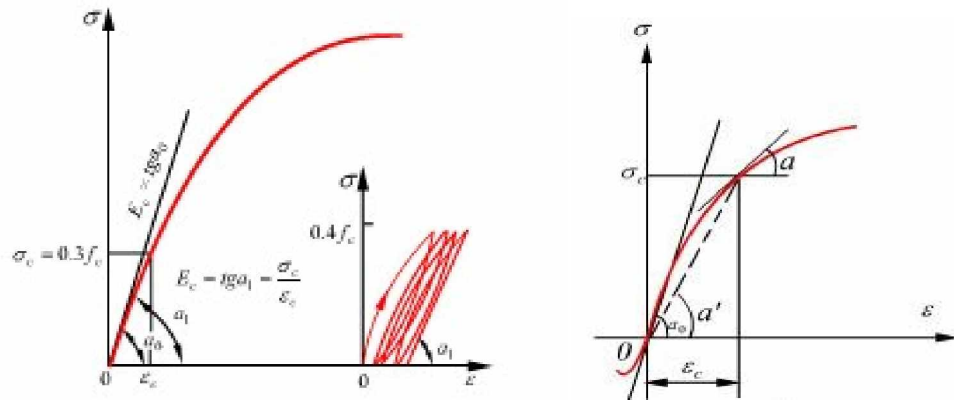
Betonin kimmokerroin

Betonin kimmokerroin pienenee ja muodonmuutokset vastaavasti kasvavat useiden kuormitustoistojen seurauksena. Suuri kuormitustoistojen aikainen jännitystila vaikuttaa eniten. Jos betonin maksimijännitys on pienempi kuin väsymislujuus, kimmokerroin tavoittaa tasapainotilan. Kun betonijännitys puolestaan tavoittaa väsymislujuuden, 2000000 kuormitustoiston seurauksena, on kimmokerroin pienentynyt noin 20... 25 % ja toistuvan kuormituksen kimmokerroin on noin 40... 50 % alkuperäisestä betonin kimmokertoimesta, ks. Kuva 2.34 ja kuva 2.35.

表 4.1.7 混凝土疲劳变形模量 ($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$)

混凝土强度等级	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
E_c^f	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.55	1.6
混凝土强度等级	C55	C60	C65	C70	C75	C80	
E_c^f	1.65	1.7	1.75	1.8	1.85	1.9	

Kuva 2.34 Betonin toistuvan kuormituksen kimmokertoimen (deformation module) arvoja eri betonilujuuksilla (Zhan 2010).



Kuva 2.35 Betonin kimmokerroin (vasen kuva) ja toistuvan kuormituksen kimmo-kerroin (deformation module) (oikea kuva) (Zhan 2010).

Betonin väsymiseen vaikuttavia tekijöitä

N = kuormituskertojen lukumäärä

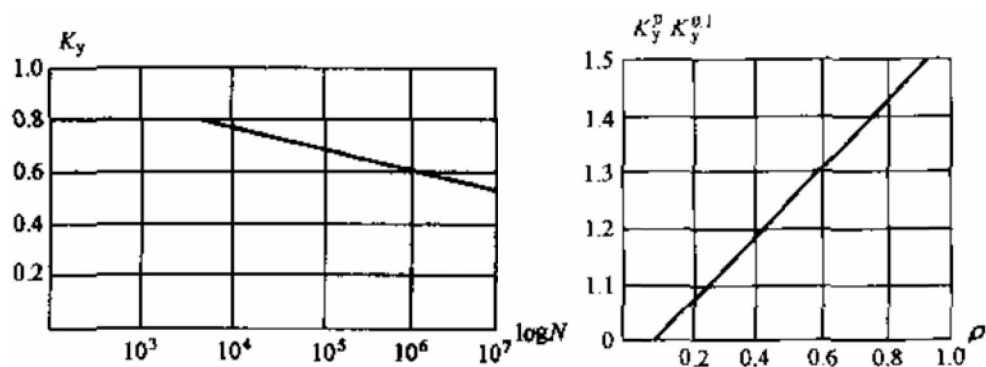
ρ = jännitysvaihteluväli $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ (Euroopassa yleensä käytetään tunnusta R)

ω = kuormitustaajuus

f_c = betonin puristuslujuus

Kiinassa on tehty betonin puristuskokeita sylinterin muotoisille koekappaleille. Ko-keiden pohjalta on määritetty väsymislujuus $\Delta\sigma_R = (K_y \cdot f_c)/K$. Yhtälössä:

- K on varmuusluku, joka huomioi betonin ominaisuudet ja betonin lujuuden kehittymisen ajan funktiona. Suositusarvo on 1,2.
- K_y on betonin väsymisestä aiheutuva pienennyskerroin (aksiaalisen puristuk-
sen väsymislujuuden raja-arvon ja staattisen lujuuden raja-arvon suhde). K_y
riippuu tekijöistä N , ρ , ω ja f_c . Seuraavassa (kuva 2.36) on esitetty kahden te-
kijän vaikutus:



Kuva 2.36 K_y (betonin väsymisestä johtuva vähennyskerroin) kuormituskertojen N (vasen) ja jännitysvaihteluvälin ρ (oikea) funktiona (Zhan 2010).

Esimerkki ja vertailu

N = 1000000

 $\rho = 0,5$

K = 1,2

$$\Rightarrow \Delta\sigma_R = (K_y \cdot f_c) / K = 0,6 \cdot 1,25 \cdot f_c / 1,2 = 0,63 \cdot f_c \text{ (varmuus huomioitu)}$$

Siltaeurokoodin SFS-EN 1992-2 σ -N-kuvaajalta (Kuva 2.28) vastaavilla lähtöarvoilla voidaan lukea $\sigma_{cd,max} \approx 0,7 \cdot f_{cd,fat}$, joten vastaavuus on hyvä.

Raudoituksen väsyminen

Kun teräsbetonirakennetta rasittaa väsytyskuorma, pitää teräksen jännitysvaihteluväli $\Delta\sigma$ tarkistaa kokeellisen tutkimuksen keinoin. Jos koetuloksia ei ole käytössä, voidaan käyttää sallittuja arvoja, ks. Taulukko 2.4.

Taulukko 2.4 Teräksen jännitysvaihteluvälin $\Delta\sigma$ sallittuja arvoja (Zhan 2010).

Raudoitus	$\Delta\sigma$ (MPa)
Harjateräs	150
Sileä teräslanka	150
Punos (jänneteräs)	140
Ruuvitangot (jänneteräs)	80

Jännitettyyn betoniseen rautatiesiltaan kohdistuu tyypillisesti väsyttäviä kuormia. Kiinalaisen suunnitteluohjeistuksen mukaan pitää ottaa samanaikaisesti huomioon sekä jänneteräksen maksimijännitys että jännityksen vaihteluväli. Tilastojen mukaan lyhyehkön keskiaukon jännitetylle standardipalkille alempi jännitys väsymistarkastelussa on korkeintaan $\sigma_{p,min} = 0,5 \dots 0,51 \cdot f_{pk}$. Täten punosten maksimijännitys on $\sigma_{p,max} \leq 0,6 \cdot f_{pk}$ (vrt. Taulukko 2.4), missä f_{pk} = punosten vetolujuus.

Lähde: 'Code for Design on Reinforced and Prestressed Concrete Structure of Railway Bridge and Culvert (TB 10002.3-2005)'(kiinaksi) (Zhan 2010).

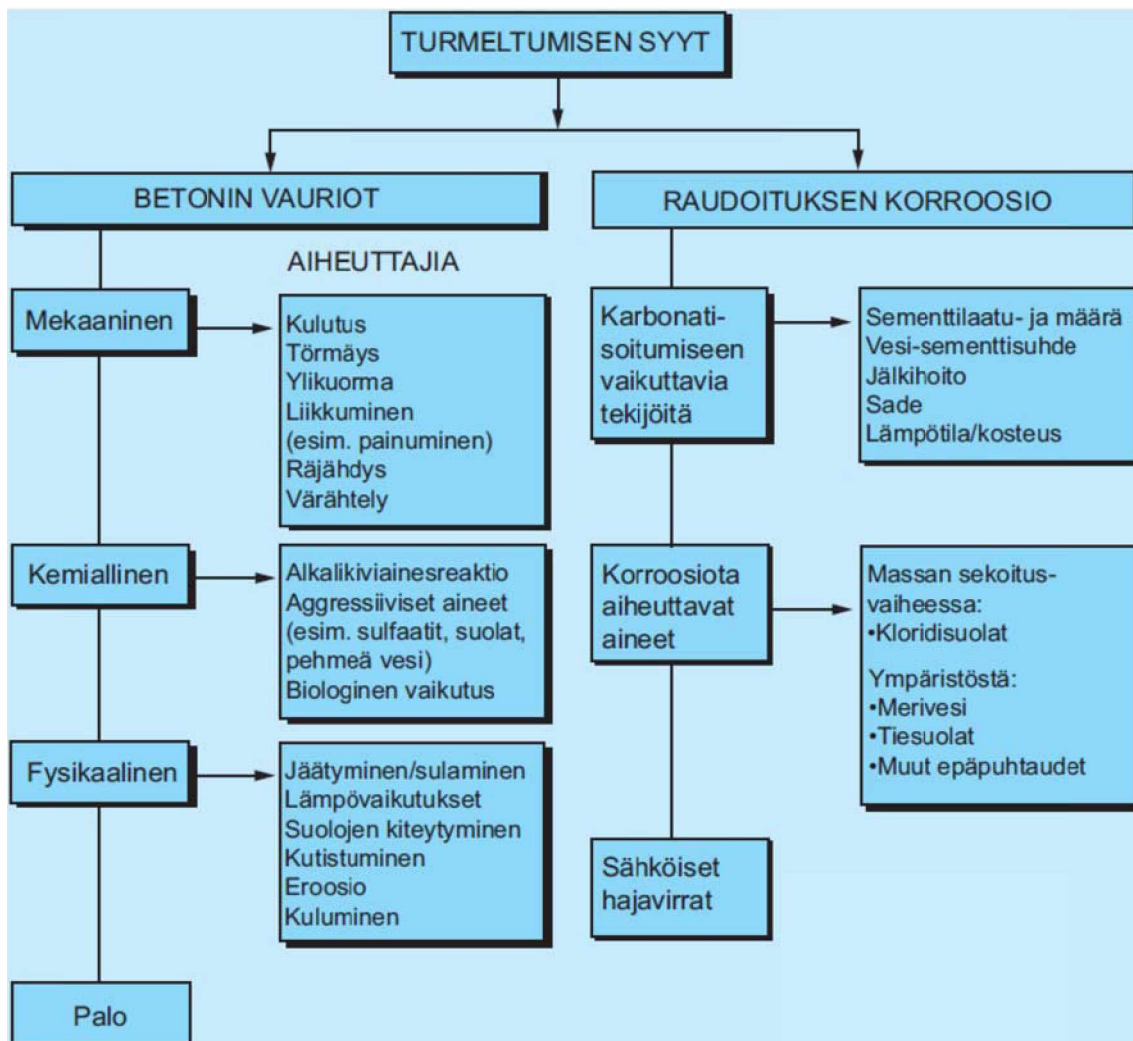
2.1.3 Betonirakenteiden väsyminen**2.1.3.1 Raudoitetut betonirakenteet*****Taivutusrasituksen aiheuttama väsyminen***

Ensimmäisen halkeaman jälkeen väsytyskuormitus vaurioittaa terästangon ja betonin välistä tartuntaa halkeaman lähetyvillä. Seurauksena ovat suuremmat halkeama-levyydet ja betonirakenteen pienemmät vetojännitykset halkeamien väleillä, mikä puolestaan johtaa etenevään rakenteen taipumaan. Rakenteen murtuminen yleensä tapahtuu terästangon väsymismurtona. Toinen murtotapa on betonin lohkeilu puristusvyöhykkeessä. Kuitenkin jopa ylläraudoitetut teräsbetonipalkit murtuvat väsytyskuormituksessa yleensä vetoraudoituksen katkeamisen takia. Puristuspuolella tapahtuu jännitysten uudelleenjakautumista, jonka vuoksi murto tapahtuu harvoin betonissa. (Plos et al 2007)

Teräsbetonirakenteiden suurin ongelma väsymisen suhteen on raudoituksen väsymisen halkeamien kohdalla vetojännityskeskittymien vuoksi. Tavanomaisen mitoitusperiaatteen mukaan betonin vetojännitysalue jätetään huomiotta poikkileikkauksen

väsytykestävyyden mitoittamisessa (Plos et al 2007). Eurokoodin EN 1994-1-1 mukaan tulee betonin vetojäykistysvaikutus ottaa huomioon liittorakenteiden väsytyksmitoituksessa halkeilleiden alueiden raudoituksen jännityksiä laskettaessa.

Betonin väsymismurto on hyvin harvinainen, jos betoni on hyvässä kunnossa. Tämä tarkoittaa, että betoni ei ole vaurioitunut raudoitteiden ruostumisen, jäätyminen tai alkalikiviainesreaktion vuoksi (Plos et al 2007). Ohessa suomalainen yhteenveto betonirakenteen turmeltumisen syistä, ks. kuva 2.37.



Kuva 2.37 Betonirakenteiden vaurioiden tavalliset syyt standardin SFS-EN 1504-9 mukaan (Tiehallinto 2007).

Betonin vaurioituminen johtuu ennen kaikkea lämpötilan ja jäätymis-sulamis-sykliden vaikutuksesta. Rauditus ruostuu erityisesti tiesuolojen vaikutuksesta. Massan sekoitusvaiheessa betoniin ei nykyisin suoloja juurikaan pääse. Karbonatisoitumiseen puolestaan eivät sade, lämpötila ja kosteus paljoakaan vaikuta. (Lahdensivu 2012)

Leikkausraudoituksen aiheuttama väsyminen

Palkit ilman leikkausraudoitusta halkeilevat 1980-luvun kuormituskokeiden mukaan jo ensimmäisten kuormitus syklien jälkeen. Muodonmuutokset kasvavat kuitenkin vain vähän. Leveä halkeama ei siirrä leikkausjännityksiä, joten kuormat siirtyvät ristikkomallin mukaisesti ja myös vaarnavaikutuksen avulla. (Plos et al 2007)

Palkkeihin, joissa on leikkausraudoitus, saattaa syntyä leikkausraudoituksen väsymismurto tai ympäröivän betonin lohkeilua. (Plos et al 2007)

Laattaelementit

Japanissa havaittiin maantiesilloissa 1980-luvulla pahoja väsymisvaurioita siltojen kansilaattaelementeissä. Tämän vuoksi käynnistettiin pienennettyjen laattaelementtien väsytytkuormituskokeita paikallaan pysyvällä tai liikkuvalla pyöräkuormalla. Laattaelementteihin syntyi lävistysmurto siten, että liikkuva väsytytkuormitus oli lävistyksen suhteen vaarallisempi kuin paikallaan pysyvä, vrt. sivu 53. (Plos et al 2007)

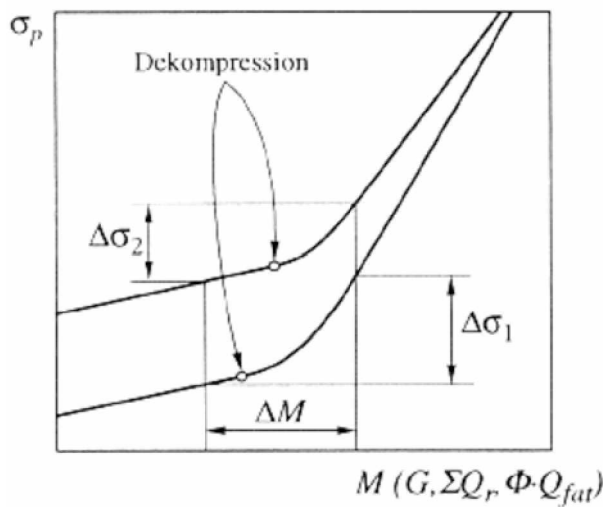
Sveitsiläinen Schläfli M. on väitöskirjatutkimuksessaan tutkinut siltojen teräsbetonisten laattaelementtien väsymistä. Kahdeksantoista laattamaisen (ei leikkausraudoitusta) 3,2 m pitkän palkin taivutustuormituskokeet toteutettiin nelipistekuormituksena. Raudoitussuhteet olivat: 0,68 %, 1,37 % ja 1,6 %. Ensimmäisen tuhannen kuormituskerran aikana venymät ja painumat sekä halkeilu kasvoivat nopeasti. Tämän jälkeen muodonmuutokset lisääntyivät selvästi hitaammin. Elementit murtuivat vasta, kun väsytytkuorma oli suurempi kuin 50 % kertaa staattinen murtokuorma. Tällöin murto tapahtui aina vetorausituksen väsymismurtona, vaikka betonin puristusjännitystaso oli korkea, usein yli 60 % betonin lieriöpuristuslujuudesta, ja rauditusmäärä suuri. Kuormituskokeista voidaan tehdä seuraava yhteenveto (Plos et al 2007):

- Väsytytkuormitetun teräsbetonirakenteen terästangot eivät murru samanaikaisesti väsymislujuuden suuren hajonnan vuoksi.
- Kahden tangon havaittiin katkeavan samanaikaisesti vain palkeissa, joissa oli paljon tankoja, joko 10 tai 12 kpl.
- Matalan teräsjännitystason ($\Delta\sigma_s \leq 200$ MPa) kokeissa rakenteen murtuminen tapahtui vasta selvästi ensimmäisen terästangon katkeamisen jälkeen. Ensimmäisen terästangon katkeamisen jälkeinen kuormitustoistomäärä oli 15–25 %.
- Taipumat lisääntyivät ensimmäisen terästangon katkeamisen jälkeen. Merkittävästi taipuma lisääntyi kuitenkin vasta viimeisen terästangon katkeamisen jälkeen ennen rakenteen murtumista. Tällöin jäljellä olevissa terästangoissa oli myötörajaa vastaava vetojännitys.
- Mitä pienempi on väsytytkuormitus, sitä suurempi on rakenteen kestämiä kuormitustoistojen hajonta.

Jännitetyt betonipalkit

Tartuntajänteellisten jännitettyjen betonipalkkien väsymislujuus on melko korkea, koska kuormitustoistojen aiheuttama liukuma jännepunosten ja betonin välillä on pieni. Tästä johtuen punosten hankautuminen ja kuluminen betonissa on pientä. Lisäksi betoni säilyy halkeilemattomana ja, koska halkeilua ei esiinny, ei betonissa myöskään synny merkittäviä jännityskeskittymiä. (Plos et al 2007)

Sen sijaan osittain jännitetyissä rakenteissa väsyminen saattaa aiheuttaa ongelmia, varsinkin jos väsytkuormat pienentävät betonin esijännitystä. Halkeilleiden poikkileikkausten esijännityksen pieneneminen johtaa merkittävään jännityksen kasvamiseen kuormitustoistojen aikana, ks. kuva 2.38. Momenttivaihtelun ΔM aikana pienemmän esijännityksen tapauksessa punosten jännitysvaihtelu $\Delta\sigma$ on huomattavasti suurempaa kuin suuren esijännityksen tapauksessa. Tämän seurauksena suhteellinen liukuma ja hankautuminen punoksen ja betonin rajapinnalla kasvavat, mikä pienentää rakenteen väsymiskestävyyttä. Kuvaan on merkitty myös betonin vetojännitysrajatila (dekompression) vastaavat taivutusmomentit, joista havaitaan, että esimerkin momenttivaihteluvälillä ΔM pienemmän esijännityksen tapauksessa ko. taivutusmomenttiarvo on selvästi lähempänä vaihteluvälin ΔM alarajaa kuin suuren esijännityksen tapauksessa. (Plos et al 2007)



Kuva 2.38 Jännepunoksen jännitykset taivutusmomentin funktiona. Kaksi kuvaa, eri esijännitys (decompression = vetojännityksetön tila) (Plos et al 2007).

Kuvasta (kuva 2.38) nähdään lisäksi, että vetojännitysrajan ylittymisen jälkeen taivutettu poikkileikkaus säilyy jäykkänä vielä, kun betonin vetojännitys pysyy vetolujuuden alapuolella.

Isoilla punoksilla osittain jännitettyjen betonipalkkien (ankkurijännepalkkien) väsymistä on paljon tutkittu. Punosten suojaputkien ominaisuuksilla on merkitystä väsymislujuuteen. Muovisten suojaputkien käytöllä, poimutettujen teräsputkien sijasta, on saavutettu 80 % suurempia väsymislujuuksia. (Plos et al 2007)

Rakenteen kelpoisuusarviointi

Tavanomaiselle betonille, joka täyttää yleiset laatuvaatimukset, ei yleensä tarvitse tehdä erillistä väsymistarkastelua. Kelpoisuusarviointi pitää tehdä vain, jos olemassa olevien siltojen betonilla on matala lujuus valmistus- tai valuongelmien tai rapautumisen vuoksi. Näissä tapauksissa tosin pitää tarkistaa myös rakenteellinen turvallisuus ja rakenteen lyhytaikainen toiminta käyttötilassa. (Plos et al 2007)

Väsytykskokeissa on paljastunut, että rauditus väsyi, kun pääasiassa taivutuksesta johtuva rasitus on yli 50 % rakenteen taivutuskestävyydestä ja leikkausvoimista johtuva rasitus on yli 40 % rakenteen leikkauskestävyydestä. Näissä kokeissa rakenteen oman painon osuus oli melko pieni. Tuloksista voi päätellä, että rakenteessa ei synny väsymismurtoa, jos seuraava pätee (Plos et al 2007):

- pääasiassa taivutetussa rakenteessa: $F_{fat,max} \leq 0,5 F_{ult}$
- pääasiassa leikkausrasitetussa rakenteessa: $F_{fat,max} \leq 0,4 F_{ult}$

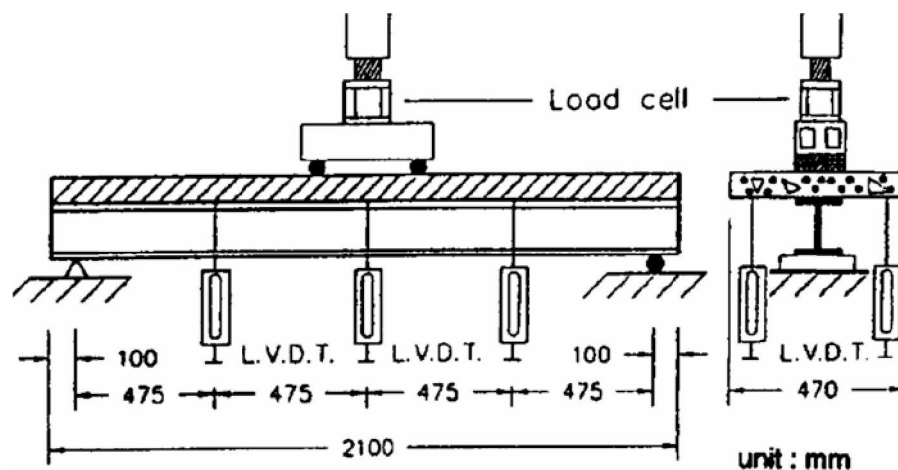
F_{ult} on rakenteeseen kohdistuva suurin mahdollinen kuormitus. Tämä määritetään käyttäen materiaalien ominaisuuksien nimellisarvoja ja osavarmuusluvut huomioon.

$F_{fat,max}$ on vastaava maksimiväsytyskuorma mukaan lukien pysyvä kuorma, lämpötilavaihtelun vaikutukset ja väsytyskuormitus liikenteestä.

Liittopalkkitestit, leikkausliittimien toiminta

Taiwanissa on vuoden 1997 lehtiartikkelin mukaan tehty väsytyskuormituskokeita teräspalkki-betoni-laatta-liittopalkkeille (Yen et al 1997). Väsytyskuorman keskiarvolle annettiin symboli P_{mean} ja vaihtuvalle osuudelle symboli P_{amp} . Näitä verrattiin staattisten kokeiden myötökuormaan P_y . Väsytyskuormitus kokeissa oli: keskiarvo $P_{mean} = 40, 50$ ja $60 \% P_y$ ja vaihtuva osuus $P_{amp} = \pm 20 \% P_y$.

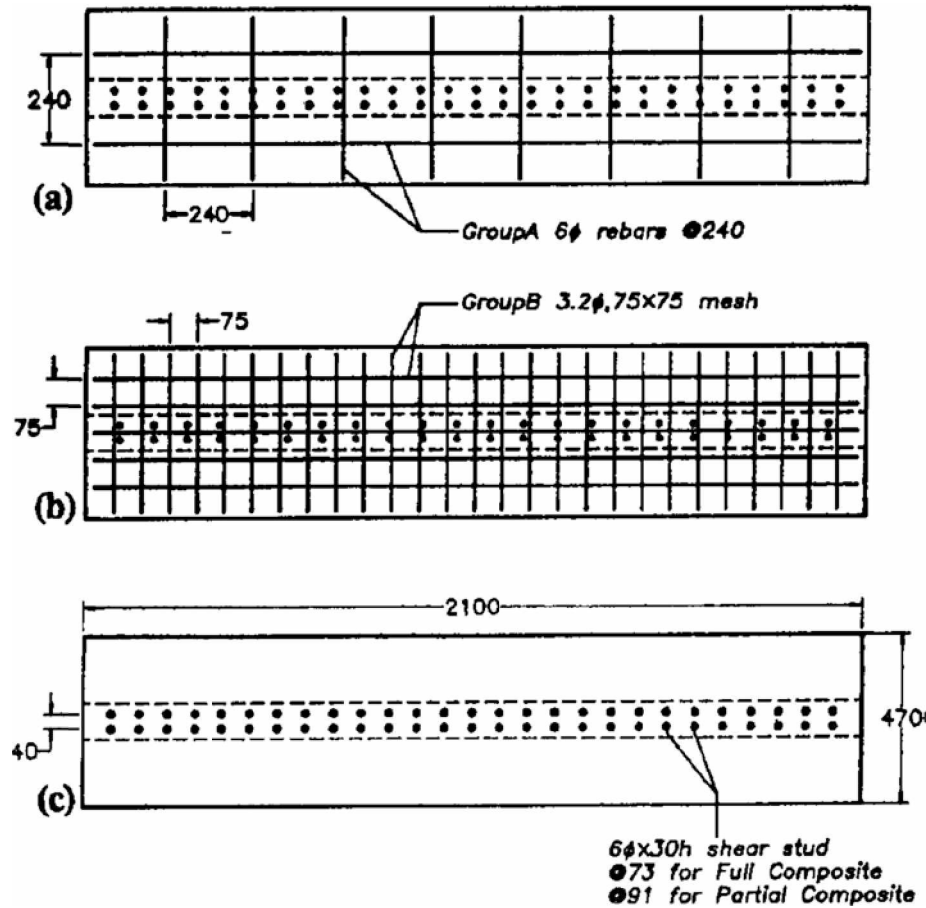
Betoni-laatan yläpintaan sekä teräspalkin uumaan ja pohjaan asennettiin yhteensä 16 venymäliuskaa. Painumat mitattiin yhteensä 6 mittauspisteestä, ks. kuva 2.39.



Kuva 2.39 Koejärjestelyt (Yen et al 1997).

Jokaisen koekappaleen pituus oli 2100 mm ja jänneväli testissä 1900 mm. Betoni-laatta oli 470 mm leveä ja 70 mm paksu, joten käytettiin noin puolikkaaksi pienennettyä mallia mahdollisesta todellisesta liittorakenteesta. Betonilujuus f_c' oli 20,6 MPa. Kuumavalssattu teräspalkki oli 100 mm korkea ja leveä. Vaarnatappien (teräslujuus $f_y = 423$ MPa) halkaisija oli $\varnothing 6$ mm ja pituus 30 mm.

Ryhmässä A kahdeksan Ø6 mm terästankoa ($f_y = 423$ MPa) oli sijoitettu 240 mm välein poikittaissuunnassa ja kaksi Ø6 mm terästankoa 235 mm välein pituussuunnassa. Ryhmässä B käytettiin raudoituksena teräsverkkoa, jonka silmäkoko oli 75 x 75 mm ja joka oli valmistettu Ø3,2 mm teräslangasta ($f_y = 413$ MPa), vrt. kuva 2.40.

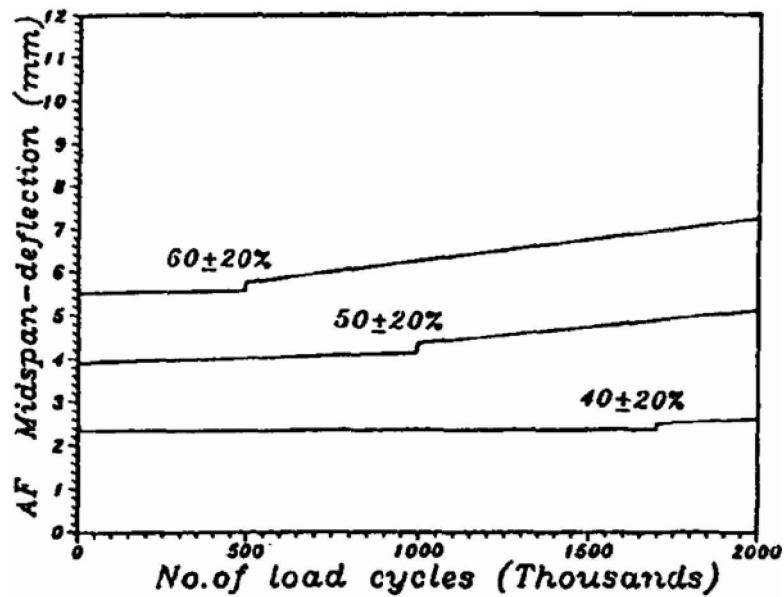


Kuva 2.40 Testatut koekappaleet (Yen et al 1997).

Koekappaleet nimettiin seuraavasti: A: terästankoraidoitus; B: verkkoraidoitus; F: täysi liittovaikutus (vaarvoja riittävästi) ja P: osittainen liittovaikutus. Esimerkiksi symboli BF5 tarkoitti verkkoraidoitettua täyden liittovaikutuksen koekappaletta, jota kuormitettiin vaihtuvalla keskiarvokuormalla 50 % P_y . Väsytykskojeita tehtiin 36 kpl ja staattisia kokeita 8 kpl.

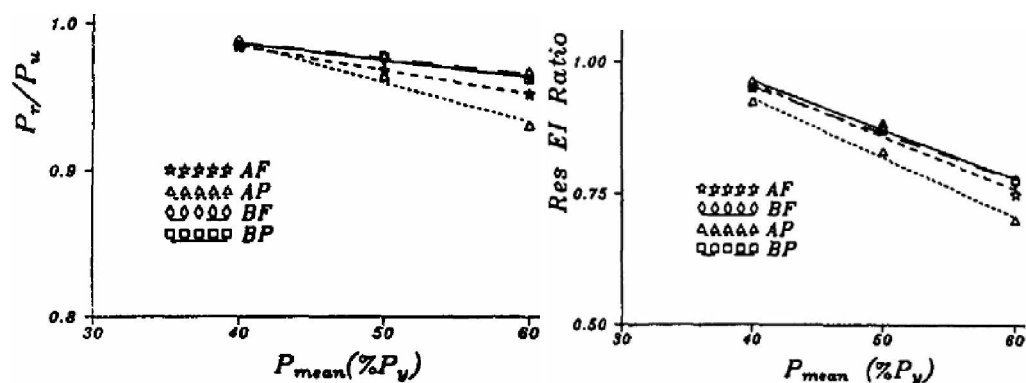
Staattisten koekuormitusten perusteella betonilaattaan ei pitänyt syntyä halkeamia väsytyskuormitustasoilla. Pieniä halkeamia havaittiin kuitenkin kaikuluotaamalla (sound-echo method) noin puolen miljoonan kuormitustoiston jälkeen. Mitatut venymät teräsvaarnoissa olivat erittäin pieniä, noin 20–50 $\mu\epsilon$. Kokeiden aikana tarkkailtiin koekappaleiden ulkopintaa ja muutamia taivutushalkeamia havaittiin. Väsytyskuormituksen edetessä halkeamien määrä ja pituus kasvoivat.

Kuormitustoistojen myötä tietyllä kuormituskerralla, kun taivutushalkeamat tavoittivat lasketun neutraaliakselin sijainnin, havaittiin äkkinäinen taipuman muutos, ks. kuva 2.41. Ennen tätä hyppäystä ja sen jälkeen taipuma kasvoi lineaarisesti ja hitaasti.



Kuva 2.41 Palkin keskikohdan painumat AF -koekappaleissa eri väsytytkuormitus-tasoilla 2 miljoonan kuormitusvaihtelun aikana (Yen et al 1997).

Jäännöskuormituskestävyys P_r ja jäännöstaivutusjäykkyys EI_r määritettiin kuormittamalla rakenne murtoon väsytykokeen lopuksi, ks. kuva 2.42. Kuvassa kestävyys ja jäykkyys on esitetty suhteellisin arvoina staattisen kestävyuden P_u tai alkuperäisen jäykkyyden EI_i perusteella eri väsytytkuormille P_{mean} . Näytteet murtuivat halkeamalla pituussuuntaan samalla tavalla kuin staattisissa kokeissa.



Kuva 2.42 Suhteellinen jäännöskuormituskestävyys P_r/P_u ja taivutusjäykkyys EI_r erityyppisillä koekappaleilla (Yen et al 1997).

Koska P_r/P_u oli ainakin 0,93, voidaan todeta, että kuormituskestävyys säilyi melko hyvin 2000000 kuormituksen aikana. Taivutusjäykkyys pieneni huomattavasti enemmän.

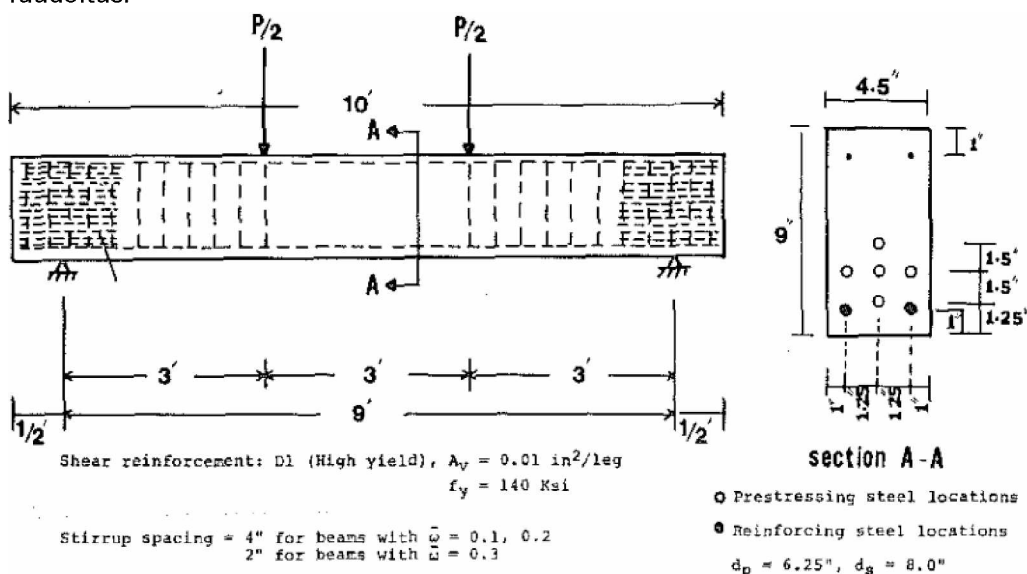
Muita havaintoja, päätelmiä ja suosituksia (Yen et al 1997):

- Yksikään koekappale ei murtunut väsytkuormituksen aikana.
- Tiheä rauditus rajoitti halkeilun kasvua laatussa ja paransi rakenteen kuormituskestävyyttä.
- Betonilaattaan syntyneet halkeamat liittyivät toisiinsa ja muodostivat pituus-suuntaisen halkeaman eli teräspalkki-betonilaatta-liittorakenteen murtumismekanismin.
- Ryhmässä A täyden liittovaikutuksen koekappaleet kestivät 30 % enemmän kuormituskertoja ennen äkkinäistä taipuman kasvua verrattuna osittaisen liittovaikutuksen koekappaleisiin. Ryhmässä B vastaava vaikutus oli vain 5 %. Useissa väsytkuormitetuissa AP-koekappaleissa betoni vaarnojen lähellä murskaantui ja vaarnatapid taipuivat. Täyttä liittovaikutusta eli riittävää vaarnoitusta suositellaan väsytkuormitettaville rakenteille.
- Yen et al (1997) laskivat ennusteen väsytkuormaksi eri koekappaleityypeille: AF: $0,71 \cdot P_y$; AP: $0,54 \cdot P_y$; BF: $0,85 \cdot P_y$ ja BP: $0,84 \cdot P_y$.

Osittain jännitettyjen palkkien väsytykokeet

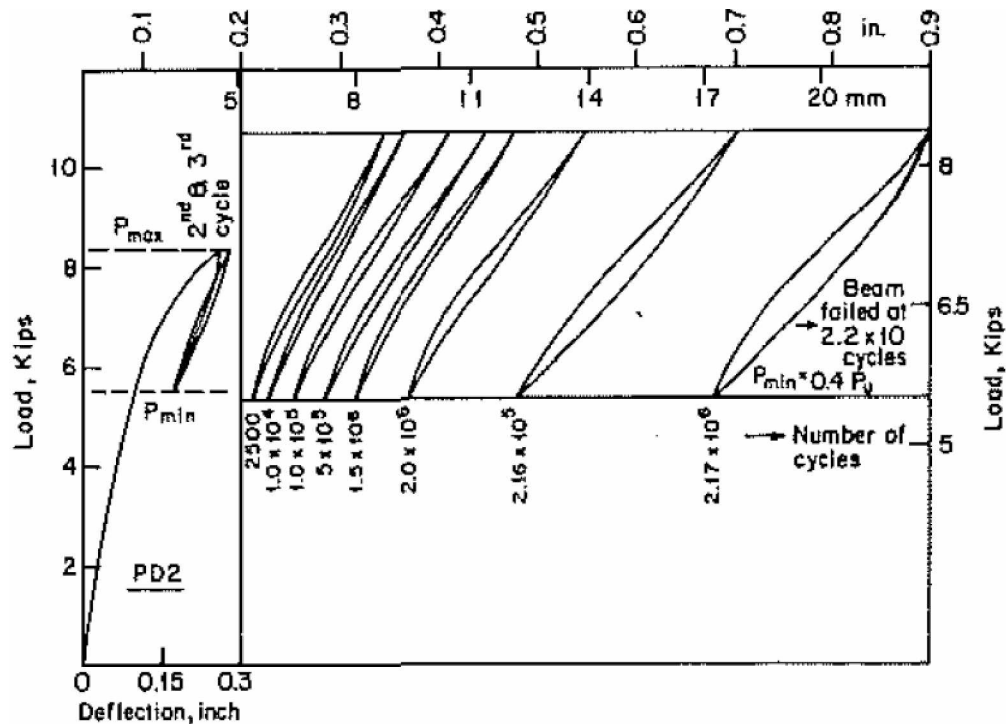
Rakennusosan sanotaan olevan osittain esijännitetty, jos betonin esijännitys ei riitä ehkäisemään halkeamien muodostumista täydellä mitoituskuormalla. Harajli & Naaman (1985) tutkivat kokeellisesti jännitettyjen ja harjateräksillä raudoitettujen palkkien väsymistä eri jännitystasoilla ja eri harjateräsradoitusmäärillä, ks. kuva 2.43. Jokaisesta palkkityypistä kuormitettiin vertailupalkki staattisesti murtoon asti. Väsytykskoeksessa kuormitus vaihteli välillä 40 ... 60 % staattisen kokeen murtokuormasta, vrt. kuva 2.44.

Suhteellinen jännitys vaihteli seuraavasti: 0, 0,33, 0,67 ja 1,0. Suhteellinen jännitys 0 edustaa teräsbetonipalkkia ja 1 kokonaan jännitettyä palkkia. Suhteelliset jännitykset 0,33 ja 0,67 edustavat osittaista esijännitystä. Jokaiselle jännitysvaihtoehdolle tutkittiin kolme radoitusmäärää: $1/3 \omega_{\max}$, $2/3 \omega_{\max}$ ja ω_{\max} . Radoitus ω_{\max} vastaa pelkkänä teräsbetonirakenteena suhteellista radoitusta $0,75 \cdot \rho_{\text{bal}}$, jossa ρ_{bal} tasapainoradoitus.



Kuva 2.43 Palkin mitat, kuormitusjärjestely ja rauditus ($1' = 1 \text{ jalka} = 0,305 \text{ m}$) ($1'' = 1 \text{ tuuma} = 25,4 \text{ mm}$) (Harajli & Naaman 1985).

Kaikki 6 osittain jännitettyä palkkia ja 3 teräsbetonipalkkia kestivät 5 miljoonaa kuormituskertaa. Kokonaan jännitetyt palkit murtuivat väsytyksen aikana, vrt. kuva 2.44. Näihin palkkeihin oli syntynyt halkeama ensimmäisen kuormituksen aikana kuormalla P_{max} . Tällöin P_{max} oli suurempi kuin halkeilurajatilan kuormitus ja jännitysvaihtelu jänneraudoituksessa suurta, vrt. kuva 2.38.



Kuva 2.44 Tyypillinen kokonaan jännitetyn betonipalkin kuormitus-taipuma-kuvaaja sykliselle kuormalle. 1 Kips = 4,45 kN (Harajli & Naaman 1985).

Väsymismurto syntyi jännityspunosten vaurioitumisesta tasaisen momentin alueella halkeaman kohdalla. Kolmen peräkkäin kuormitetun palkin punokset väsyivät noin 1000000, 2000000 ja 1800000 kuormituksen jälkeen ja palkit murtuivat 1212000, 2170000 ja 1940000 kuormituksen jälkeen. Yhden langan vaurioitumisesta seurasi yleensä selvä taipuman lisääntyminen eli jäykkyyden pieneneminen, halkeamaleveyden kasvaminen ja kuormitus-taipuma-kuvaajan hystereesissilmukan pinta-alan kasvaminen. Seuraavien lankojen katkettua halkeamat etenivät puristusalueen suuntaan ja haarautuivat.

Koska punosten kokonaispinta-ala pieneni, kasvoivat punosjännitykset, mikä osaltaan kiihdytti rakenteen väsymistä. Jännitysvaihtelut punoksissa ensimmäisillä kuormituskerroilla olivat olleet 69 MPa, 110 MPa ja 131 MPa kolmella eri punosmäärällä jännitettyä palkilla. Näiden punosten jännitysvaihtelut myöhempien venymämittausten mukaan olivat 110 MPa (160000. kuormitus), 133 MPa (100000. kuormitus) ja 186 MPa (250000. kuormitus).

Kun verrataan samalla esijännitysvoimalla jännitettyjä palkkeja, joita kuormitetaan samalla suhteellisella väsytyskuormalla (murtotilaan verrattuna), suhteellisen harja-teräsmäärän muutoksilla ei ollut merkittävää vaikutusta halkeamaleveyteen tai palkin taipumaan väsytyskuormituksen aikana.

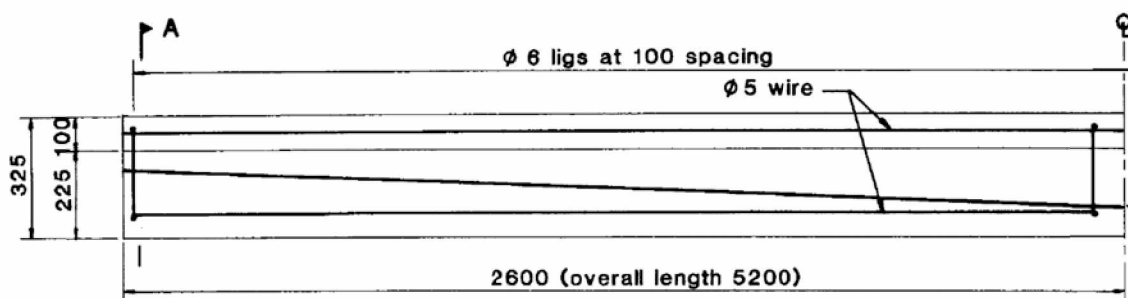
Vaihtelevan väsytyskuorman vaikutus

Naaman & Founas (1991, myös Michiganin yliopistossa) ovat tutkineet vastaaventyypisellä koejärjestelyllä osittain jännitettyjen T-poikkileikkauspalkkien väsymistä vaihtelevalla väsytyskuormalla. Tutkijat havaitsivat vaihtelevan väsytyskuorman olevan haitallisempaa kuin tasainen väsytyskuorma. Vaihtelevan väsytyskuorman kokeissa keskiarvojännityksellä 58 % maksimikuormasta havaittiin enemmän vaurioita kuin tasaisen väsytyskuorman kokeissa jännityksellä 60 % maksimikuormasta.

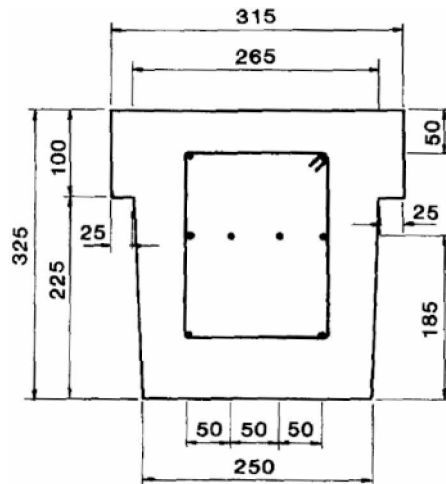
Vaihtelevan kuorman järjestyksellä oli merkitystä väsymiseen. Suuret kuormat väsytyskuormituksen alussa voivat pienentää rakenteen käyttöikää. Kun väsymismurto tapahtui, oli sen syynä pääasiassa joko punoksen tai harjateräksen väsyminen. Kahdessa osittain jännitettyssä betonipalkissa väsymismurto tapahtui leikkausmurtona, vaikka vastaavien vertailupalkkien staattisissa kokeissa murto tapahtui taivutusmurtona. Tiettyjen kuormitusjaksojen, esim. 1000000 sykliä, jälkeen tehdyissä staattisissa kokeissa ei kuitenkaan havaittu rakenteen heikentymistä verrattuna väsytyskuormittamattomiin vertailupalkkeihin. (Naaman & Founas 1991)

Kaltevaan asentoon asennetuilla punoksilla jännitetyjen betonipalkkien kuormituskokeet

Australialaiset Muller & Dux (1994) ovat tehneet kaltevilla punoksilla osittain jännitetyjen betonipalkkien kuormituskokeita. Testattujen palkkien, ks. kuva 2.45 ja kuva 2.46, pituus oli 5200 mm eli kuvassa näytetty palkin puolikas oli 2600 mm pitkä. Palkkeja testattiin kolmi- ja nelipistekuormituksella jännevälin ollessa normaalisti 4,8 m, yhdessä tapauksessa 4,3 m. Seitsemänlankaisten tartuntajännepunosten halkaisija oli joko 7,9 mm tai 12,7 mm. Palkkien väsytykestävyys oli huono punosten taivutuksen ja taivutuskohdan betonin halkeilun vuoksi.



Kuva 2.45 Kalteva jännepunostus, hajoitus (ligs) ja vaakasuora rauditus (wire) hakojen nurkissa (Muller & Dux 1994).



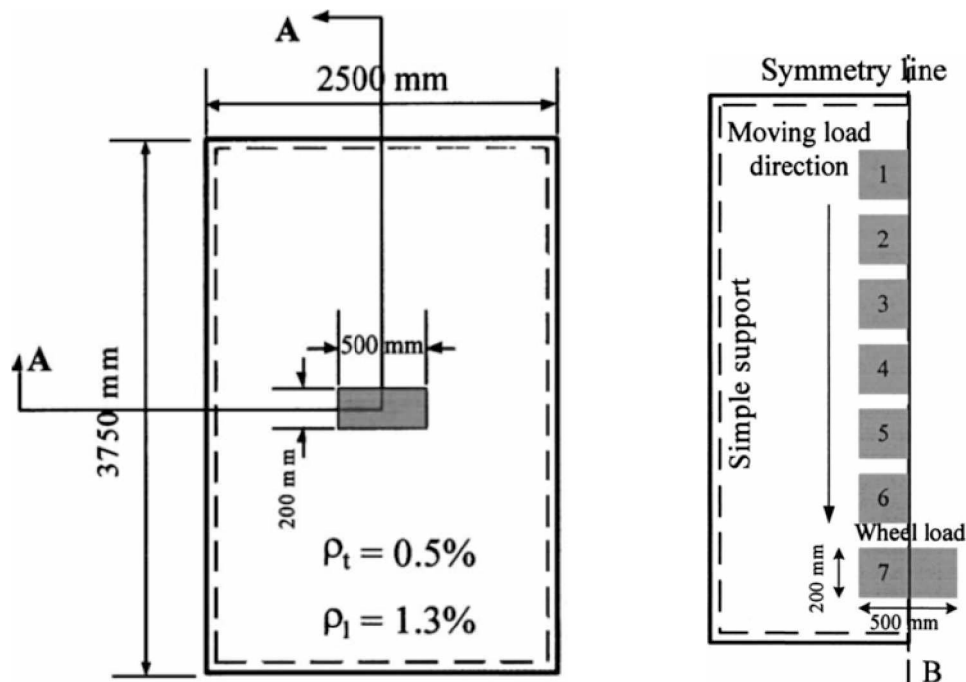
Kuva 2.46 Koepalkin poikkileikkaus (Leikkaus A) (Muller & Dux 1994).

Kun alkujännitysvoima (pöytäjäännitys) oli 80 % punosten maksimivetolujuudesta (tehokas voima 60–65 % maksimivetolujuudesta), punosten jännitysvaihtelu 190 MPa johti rakenteen väsymismurtoon vain noin 350000 syklin jälkeen. Tutkijat suosittelevat 2000000 syklin väsytyskuormituksella kaltevien punosten jännitysvaihtelun suuruudeksi vain 70 MPa.

Teräsbetonilaattojen väsymisen kokeellinen ja laskennallinen arviointi

Japanissa on sovellettu kehittynyttä FEM-laskentamenetelmää teräsbetonilaattojen väsymisen laskentaan. Laskenta perustuu laatan halkeilun väsymistä lisäävään vaikutukseen (concept of crack bridging degradation). Halkeilu lisääntyy väsytyskuormituksen seurauksena ja lopulta rakenne murtuu. (Suthiwarapirak & Matsumoto 2006)

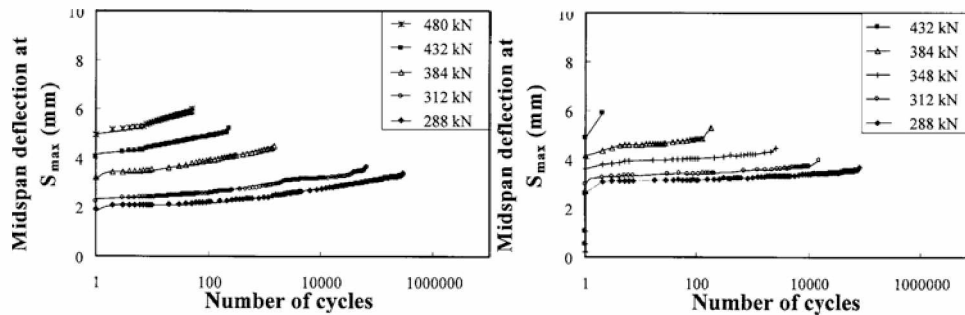
Laskennan lähtöarvot vastaavat Okadan ja Okamuran kuormituskokeita vuodelta 1978. Tarkasteltavien laattojen paksuus oli 180 mm ja rauditusmäärä pituussuuntaan $\rho_l = 1,3 \%$ ja poikittaissuuntaan $\rho_t = 0,5 \%$, ks. kuva 2.47. Kuormitusalueen koko vastaa autonrenkaan vaikutusta siltalaatan pinnalla.



Kuva 2.47 Analysoidut tapaukset: vasen kuva: kiinteä kuorma laatan keskellä ja kaksi symmetria-akselia A, oikea kuva: liikkuva kuorma ja yksi symmetria-akseli B (Suthiwarapirak & Matsumoto 2006).

Laatan kuormituskestävyys keskeisellä kuormalla staattisessa tilanteessa määritettiin sekä laskennallisesti että kokeellisesti. Tuloksiksi saatiin 627,2 kN ja 626 kN, joten staattisen kuormituksen laskenta vastasi koetta erinomaisesti. Murto tapahtui lävistysmurtona. Myös keskeisen kuormituksen väsytykskestävyyden laskenta vastasi koetulosta hyvin 1500000 syklin kohdalla.

Väsytyskuormitetun laatan FEM-laskennan tulokset esitettiin S-N-kuvaajina eli jännitystaso-kuormitustoistomäärä-kuvaajina useilla eri kuormitustasoilla, ks. kuva 2.48. Kuormalla 576 kN vetojännitys teräksissä vastasi myötöjännitystä 452 MPa. Väsytyskuormitus $S=0,85$ vastaa kuormaa 480 kN, $S=0,76$ vastaa kuormaa 432 kN jne. S-N-kuvaajia vertailemalla voi päätellä, että liikkuvan kuormituksen taipuma on vastaavan keskeisen kuormituksen taipumaa suurempi. Taipuman kasvu voidaan perustella erilaisella halkeilun jakaantumisella laatan alueella.

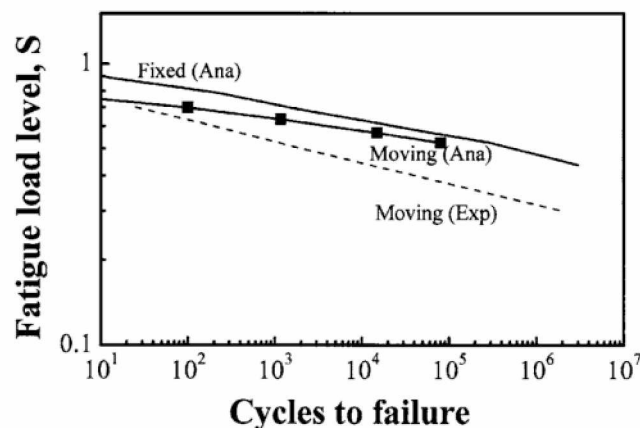


Kuva 2.48 Taipuma-N-kuvaajat. Vasen kuva: keskeinen kuorma. Oikea kuva: liikkuva kuorma (Suthiwarapirak & Matsumoto 2006).

Saavutetut kuormat olivat suuria verrattuna nykyisiin suomalaisiin pistekuormien mitoitusarvoihin, vrt. esimerkiksi Liikenneviraston julkaisu ”Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1”.

Liikkuvan kuorman vaikutusta FEM-analyysi ei pystynyt täysin kuvaamaan, vrt. kuva 2.49. Laskenta arvioi väsytykestävyyden todellista suuremmaksi. Liian suuren laskennallisen väsytykestävyyden perusteluina tutkijat mainitsivat, että laskenta ei huomionnut leikkausjännityskomponenttien ja raudoituksen tartunnan vaikutusta väsymismurtoon.

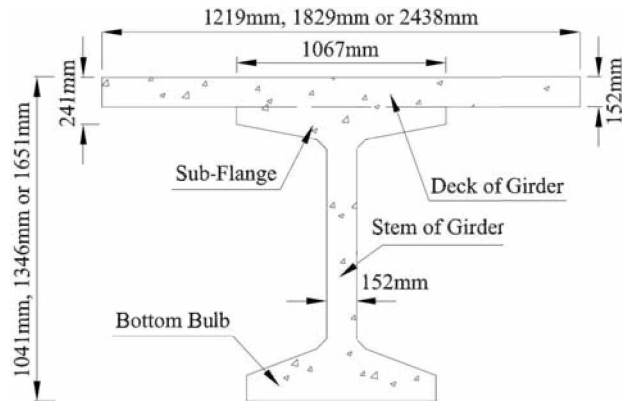
Kuvasta voidaan myös havaita laatan murtuvan liikkuvan väsytyskuorman (Moving) rasittamana selvästi pienemmällä kuormituskertamäärällä keskeiseen väsytyskuormaan (Fixed) verrattuna.



Kuva 2.49 Teräsbetonilaatan väsymisen S-N-kuvaajien vertailu: keskeisen kuorman laskennallinen tarkastelu sekä liikkuvan kuorman laskennallinen ja koekellinen tarkastelu (Suthiwarapirak & Matsumoto 2006).

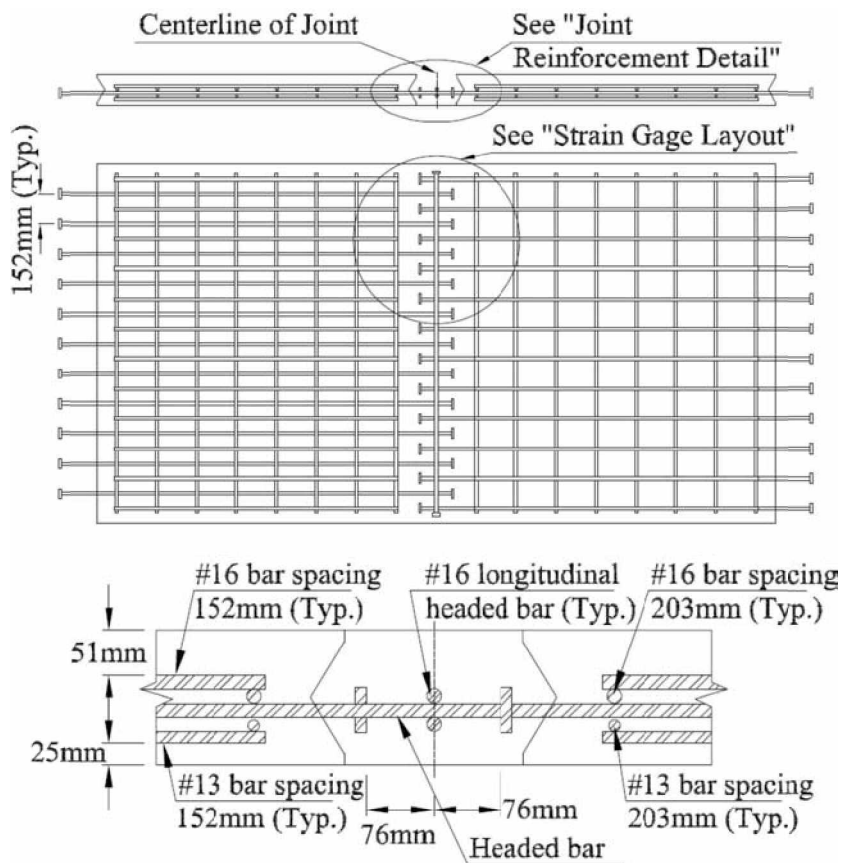
Betonipalkki-betonilaatta-liittopalkin laattasaumojen väsytykokeet

Li et al (2010) ovat Tennesseessä Knoxvilleen yliopistossa tutkineet vierekkäisten jännebetonisten palkki-laatta-elementtien laattojen välisten pituussuuntaisten saumojen toimivuutta. Palkkien yläpintaan on yhdistetty laattaosuus palkin valun yhteydessä, ks. kuva 2.50, jotta sillan rakentamisaikaa saataisiin lyhennettyä ja rakenteen toimintaa parannettua.



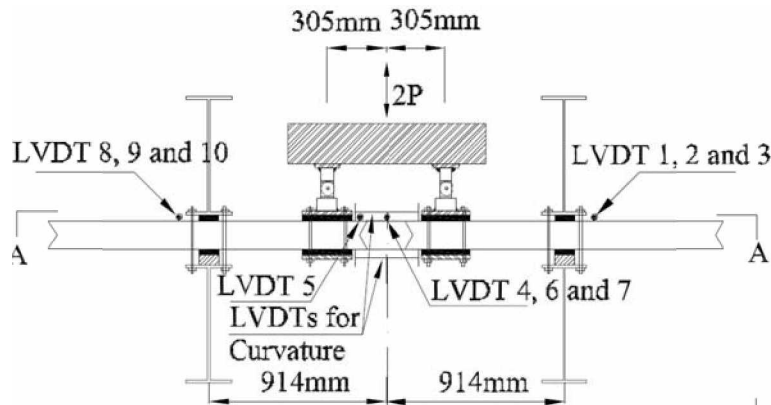
Kuva 2.50 Jännebetonipalkki-elementtien poikkileikkaus (Li et al 2010).

Rakenteen pitkäaikaistoiminnan varmentamiseksi tehtiin staattisia kuormituskokeita ja väsytskuormituskokeita laattojen välisille saumoille. Koekappaleiden saumoissa oli 152 mm limityspituudella limitettyjä poikkittaisia vaarnatappeja sekä kaksi sauman suuntaista terästankoa, ks. kuva 2.51.



Kuva 2.51 Tutkittavan laattasauman raudoitus (Li et al 2010).

Kuormitusjärjestelyjen avulla saumoihin kohdistettiin joko puhdas taivutusmomentti, ks. kuva 2.52, tai yhdistetty taivutus ja leikkaus. Kokeiden aikana seurattiin saumojen taivutuskestävyyttä, taivutusjäykkyyttä, halkeilua, painumaa ja terästen venymiä.



Kuva 2.52 Kuormitusjärjestelyt taivutetun sauman väsytykskestävyyttä testattaessa (Li et al 2010).

Väsytyskuormituksella oli vain vähän tai ei lainkaan vaikutusta sauman taipumiseen, sauman keskikohdan painumaan, sauman vastakkaisten pintojen väliseen etäisyyteen ja raudoituksen venymiin käyttötilan kuormilla. Lisäksi saumojen rakenne kesti 2000000 syklin jälkeen saman staattisen kuorman kuin ennen väsytystä. Väsytyks kuitenkin vaikutti sauman plastiseen toimintaan pienentäen sauman plastista venymää merkittävästi. (Li et al 2010)

Koetulosten perusteella todettiin, että rasitukset siirtyivät saumojen kautta viereisille laatoille ja saumojen väsytykskestävyys oli hyvä. Tutkittu pituussuuntainen saumatyyppejä todettiin täten toteuttamiskelpoiseksi esitetyille jännebetonipalkkielementeille.

2.1.3.2 Siltojen väsyminen

Siltarakenteen ja raudoituksen yksityiskohtien arvioiminen

Yleensä oletetaan, että betonirakenne ei väsy, jos siinä ei ole halkeilua lainkaan (Plos et al 2007). Tällöin on oleellista, että kuormitustaso ei nouse. Jos esimerkiksi rautatiesillan yli on kulkenut 100000 junaa, jotka ovat aiheuttaneet yli 1000000 kuormituskertaa, säilyy tilanne vakaana vain, jos junien akselipainoa ei nosteta. Lisäksi jännityshäviöt kehittyvät hitaasti halkeilemattomassa poikkileikkauksessa.

Väsymisherkän raudoituksen tyypillisiä yksityiskohtia siltarakenteessa ovat (Plos et al 2007):

- Hitsatut terästangot ja muut raudoitteet
- Mekaanisesti yhdistetyt terästangot
- Taivutettu terästanko, kaarevuussäde määräysten minimiä pienempi
- Monta terästankoa vierekkäin. Betoni ei todennäköisesti ympäröi tankonippua täydellisesti, mikä johtaa tartunnan epätasaisuuteen ja jännityskeskittymisiin.
- Jännepunosten ankkurointi- tai jatkososat. Nämä yleensä kestävät väsytyskuormitusta vain, jos sijaitsevat pienen jännitysvaihtelun alueella.

- Terästankojen väsyminen on myös todennäköistä, jos rauditus ruostuu. Eri-tyistä huomiota pitää kiinnittää pistekorroosioon, vaikka ruostumisen vaikutusta on vaikea täsmällisesti määrittää.

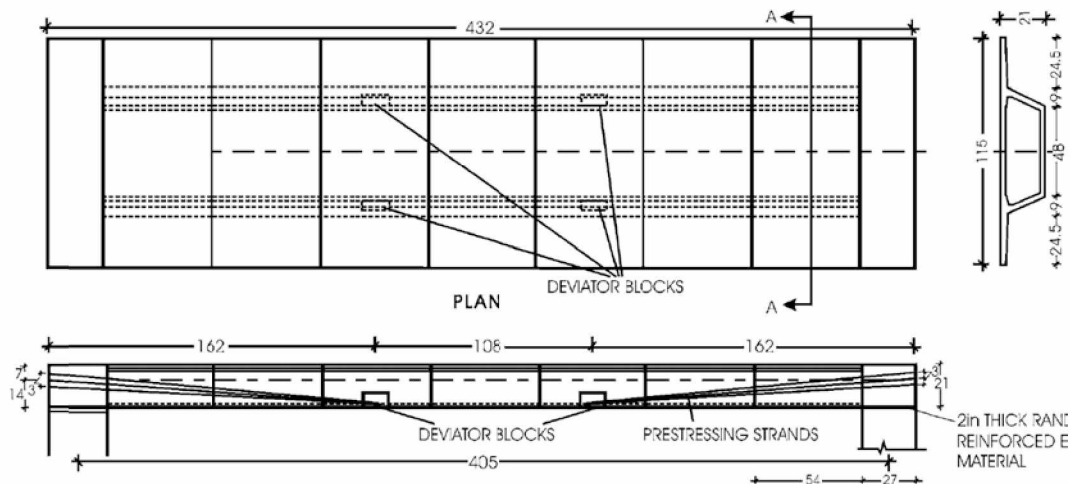
Lisäksi seuraavat raudituksen yksityiskohdat pitää huomioida väsymistarkastelussa (UIC 774-1):

- Pääraudoitus pitää ympäröidä leikkausraudoituksella ja leikkausraudoituksen suojabetonipaksuuden pitää olla ainakin suunnitteluohjeiden mukainen.
- Raudoitussijoittelu pitää suunnitella siten, että betonointityön onnistuminen on mahdollista.

Kotelopalkkisillan väsytkuormituskoe

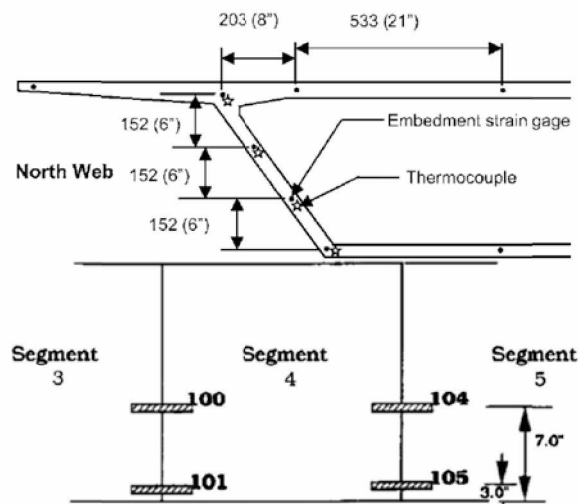
Yhdysvalloissa kotelopalkkisillan elementit valetaan siten, että edellinen elementti toimii jälkimmäisen elementin muottina. Tällä tavoin elementtien välinen kuivasauha saadaan yhteensopivaksi. Koteloelementit asennetaan siltajänne kerrallaan. Elementit puristetaan toisiaan vasten jälkijännittämällä siltarakenne elementtiasennuksen jälkeen.

Koesilta oli rakennettu seitsemästä peräkkäisestä koteloelementistä ja kahdesta umpibetonisesta päätykappaleesta. Sillan koko oli 1/3,5-osa floridalaisesta Long Key Bridge sillasta, jolloin päämitat olivat: sillan pituus 10970 mm, elementtien pituus 1370 mm, leveys 2920 mm ja korkeus 533 mm, ks. kuva 2.53. Kuvassa näkyy myös poikkileikkauksen ulkopuolelle asennettujen jälkijännityspunosten sijainti. Punosten Ø15,3 mm suunta muuttui kahden erityiselementin (deviator) kohdalla. Punoksissa vaikuttava vetovoima mitoitettiin siten, että käyttötilassa ei betonirakenteeseen syntynyt vetorasituksia. Kotelon seinämäpaksuus oli 45 mm.



Kuva 2.53 Koesillan mitat, 1 tuuma = 25,4 mm (Arockiasamy et al 2008).

Sillan toimintaa, erityisesti elementtien välisiä saumoja ja taivutusjäykkyyttä, seurattiin väsytkuormituksen alaisena. Tutkimus keskittyi taipumien ja betonirakenteen ja elementtisaumojen venymien mittaamiseen. Kolmeen siltapoikkileikkaukseen asennettiin 152 mm pitkät venymämittauslaitteet betonin venymien mittaamiseksi, ks. kuva 2.54.

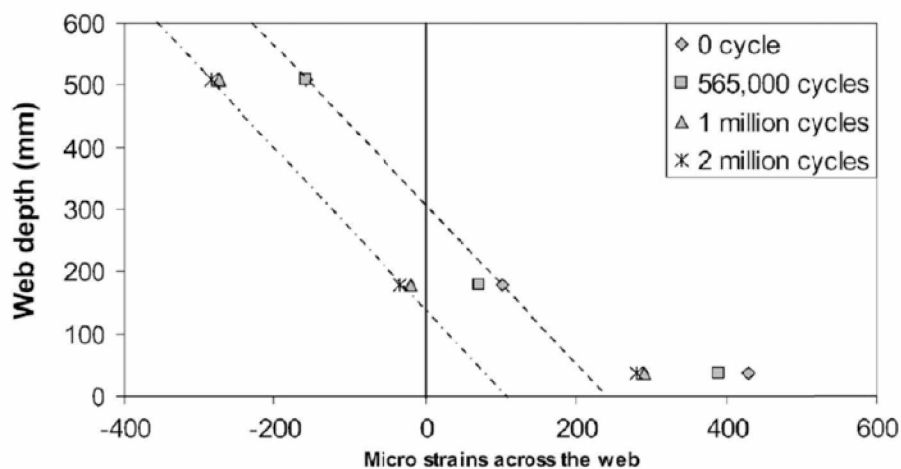


Kuva 2.54 Vasen kuva: betonirakenteen venymämittauskohdat, ks. mustat täplät. Oikea kuva: elementtisaumojen venymämittauskohdat, keskimääräinen elementti (Arockiasamy et al 2008).

Jännepunoksissa vaikuttavia voimia mitattiin voima-antureiden avulla. Väsytytkuormituksen aikaisia punosvenymiä mitattiin asentamalla jälkijännityksen jälkeen venymäantureita punosten pintaan.

Väsytytkuormituksen vaihteluväli oli 2 kN... 47 kN, sijainti 4,8 m oikealta tuelta ja taajuus 2 Hz.

Betonivenymät mitattiin kuorman vaikuttaessa, ks. kuva 2.55. Katkoviivalla on esitetty ensimmäisen kuormituskerran venymä ja pistekatkolla venymä väsytytkuormituksen lopussa. Kokeen aikana betonirakenteeseen syntyi virumisen vaikutuksen suuruinen koko poikkileikkauksen kokoonpuristuma. Yhden ja kahden miljoonan syklin välillä ei tapahtunut merkittävää kokoonpuristumisen lisääntymistä.

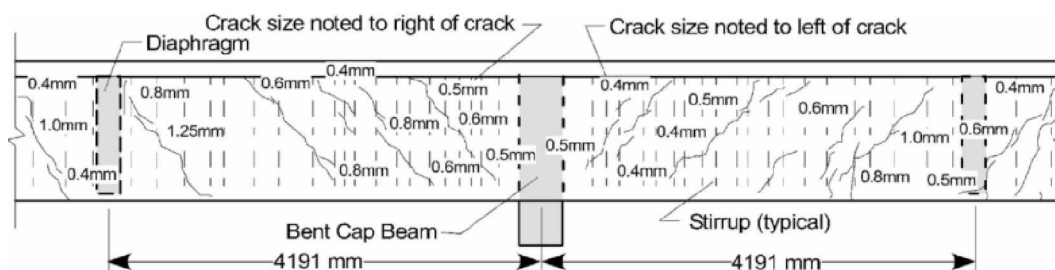


Kuva 2.55 Mitatut venymät keskimääräisen koteloelementin pohjoispuoleisessa uumassa (katkoviivat) ja alalaatassa väsytyksen eri vaiheissa (Arockiasamy et al 2008).

Siltarakenne käyttäytyi yhtenäisesti sekä staattisen että väsytkuorman aikana. Elementtisaumat olivat tyydyttävässä kunnossa kahden miljoonan kuormitus syklin jälkeen, ja vauriot saumoissa olivat merkityksettömiä. Silta poikkileikkauksen jäykkyyden ja punosjännitysten pieneneminen oli vähäistä, mistä voitiin päätellä toiminnan käyttökuormilla olevan tyydyttävää väsytkuormituksen loppuvaiheessakin. Myöskään taipumat eivät merkittävästi kasvaneet, joten voidaan todeta, että betonin ominaisuudet eivät heikentyneet väsytkuormituksen aikana. Siltarakenteen pitkäaikaiskäyttäytyminen oli siis kaikilta osiltaan tyydyttävää.

Siltojen teräsbetonipalkkien kenttäkokeet

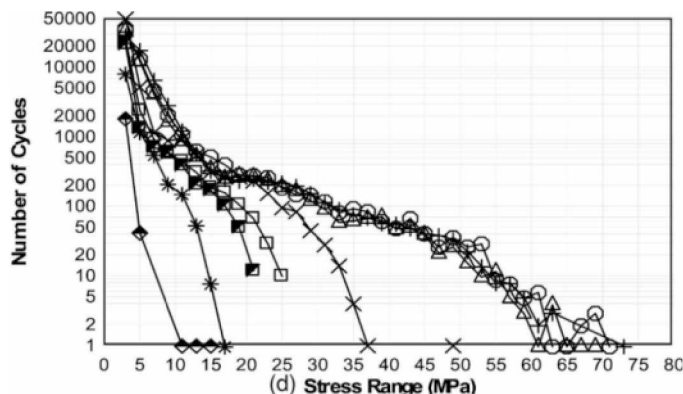
Yhdysvalloissa on havaittu laajaa vinohalkeilua useissa 1950- ja 1960-lukujen teräsbetonisissa laattapalkkisilloissa. Näihin siltoihin on kohdistunut tähänastisen käytön aikana miljoonia kuormituskertoja ja niiden jäljellä olevaa väsytykestävyyttä on vaikea arvioida. Siksi neljä tyypillistä siltaa instrumentoitiin ja niiden käyttäytymistä seurattiin ennalta sovitun ajanjakson aikana. Olemassa olevat vinohalkeamat kirjattiin ja instrumentoitiin, ks. kuva 2.56.



Kuva 2.56 Villamette River -sillan pääkannattajan halkeamia välituella ja kuormittamattoman sillan mitattuja halkeamaleveyksiä (Higgins et al 2006).

Hakaraudoituksen venymiä (Kuva 2.57) ja halkeamien avautumista seurattiin normaalin liikennekuormituksen aikana sekä testirekka-autojen avulla. Havaintojen perusteella tehtiin seuraavat päätelmät (Higgins et al 2006):

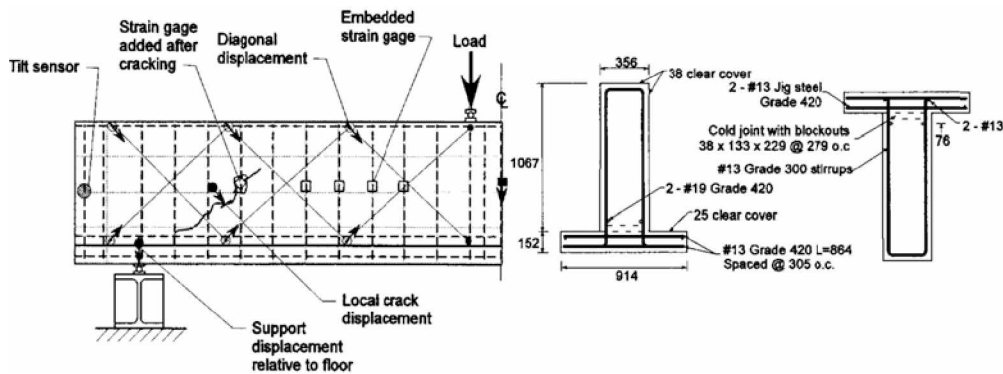
- Reunimmaisiiin pääkannattajiin syntyi leveämpiä halkeamia kuin viereisiin kannen keskiosan alapuolisiin pääkannattajiin.
- Kaikki instrumentoidut vinohalkeamat levenivät testirekan painon rasittamina.
- Liikennekuormituksesta pääkannattajien hakateräksiin syntyi suurimmillaan 83 MPa vetojännitys.
- Liikennekuormitustuloksista määritettiin hakaterästen ekvivalentti jännitysvaihtelu 14 MPa.
- Analyysin perusteella hakaterästen väsymismurtoa pidettiin epätodennäköisenä.



Kuva 2.57 Villamette River -sillan liikenteen aiheuttamia vetojännityksiä leikkaus-raudoituksessa sekä niiden esiintymistiheydet (Higgins et al 2006).

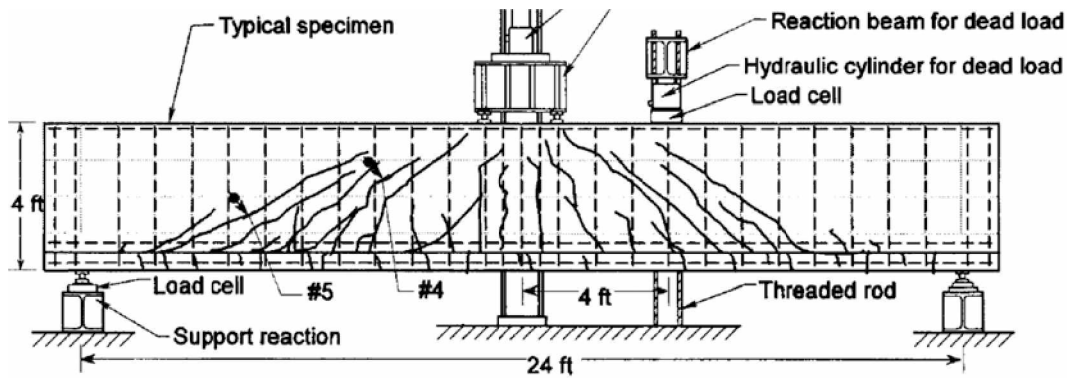
Siltojen teräsbetonipalkkien kuormituskokeet

Yhdysvalloissa väsytyskuormitettiin yhdeksän 1950-luvun tyypillisten rakennedetalji-en ja materiaalien mukaista teräsbetonista siltapalkkia. Koepalkkeihin oli ennen väsytystä aiheutettu ennalta suunnitellun mukaisia vinohalkeamia esikuormituksen avulla, ks. kuva 2.58.



Kuva 2.58 Vasen kuva: tyypillinen palkin instrumentointi (tässä näytetty palkin puolikas). Oikea kuva: tyypillisiä palkin poikkileikkauksia (Higgins et al 2007).

Kuormitus syklien lukumäärä oli 2000000. Väsytyksen (Kuva 2.59) jälkeen palkit kuormitettiin staattisesti murtoon asti. Kahden koepalkin hakaraudoituksista oli tartunta poistettu, jotta voitiin arvioida tartunnan heikkenemisen vaikutusta palkin toimintaan.



Kuva 2.59 Väsytykskokeen kuormitusjärjestely sekä yhden kokeen halkeilua juuri ennen väsymismurtoa (1 ft = 12 tuumaa = 305 mm) (Higgins et al 2007).

Kuvan kuormitustapauksessa ensimmäinen halkeama syntyi leikkausvoimalla 578 kN ja maksimileikkausvoima oli 923 kN.

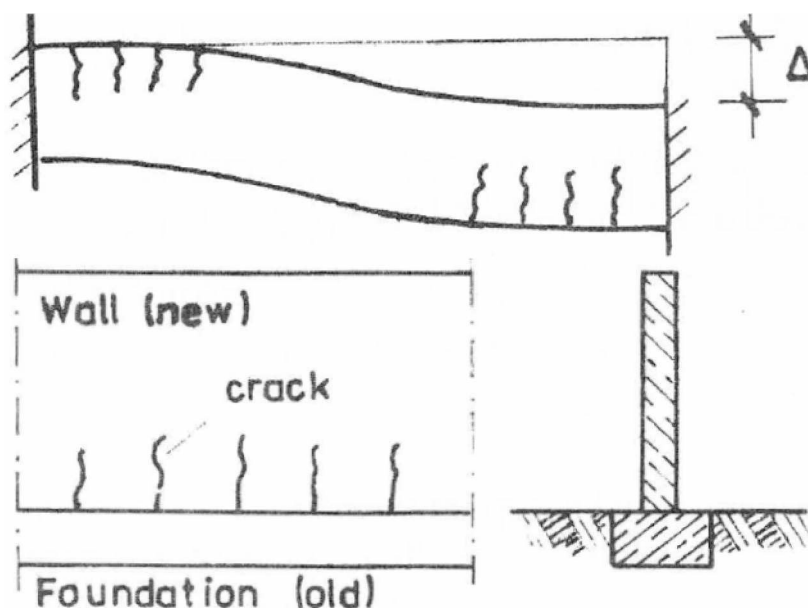
Tuloksia ja tutkijoiden päätelmiä (Higgins et al 2007):

- Jokaisessa kokeessa ainakin yhdessä kohdassa hakateräksessä oli ainakin 95 MPa jännitysvaihtelu. Koejärjestelyllä tavoiteltiin vastaavuutta 50 vuoden liikennekuormitukseen todellisessa siltarakenteessa.
- Hakateräkset väsyivät, kun jännitysvaihtelun suuruus oli yli 138 MPa.
- Väsymisvaurio ei välttämättä syntynyt juuri vinohalkeaman kohdalle. Vauriota ei siksi voitu aina ennalta havaita.
- Halkeamaleveysvaihtelu kasvoi rakenteen väsytyskuormituksen edetessä, vaikka teräsvenymävaihtelu ei merkittävästi kasvanut.
- Halkeamaleveyden kasvu johtui tartunnan heikkenemisestä hakateräksen ja betonin välillä.
- Väsymisestä johtuva halkeamaleveyden kasvu saattaa siltarakenteessa johtaa terästen korroosioon halkeamien kohdalla, mikä puolestaan saattaa johtaa käyttöiän pienenemiseen.
- Tartunnan väsymisestä johtuva halkeamaleveyden kasvaminen johtaa lisäksi kuormituskestävyyden pienenemiseen, sillä yksi palkin leikkauskestävyyttä lisäävä tekijä on vinohalkeamassa vaikuttava halkeaman suuntainen voimakomponentti (vrt. suomalainen betoninormeihin perustuva mitoitus tapa).

2.2 Betonin vaurioitumismekanismit

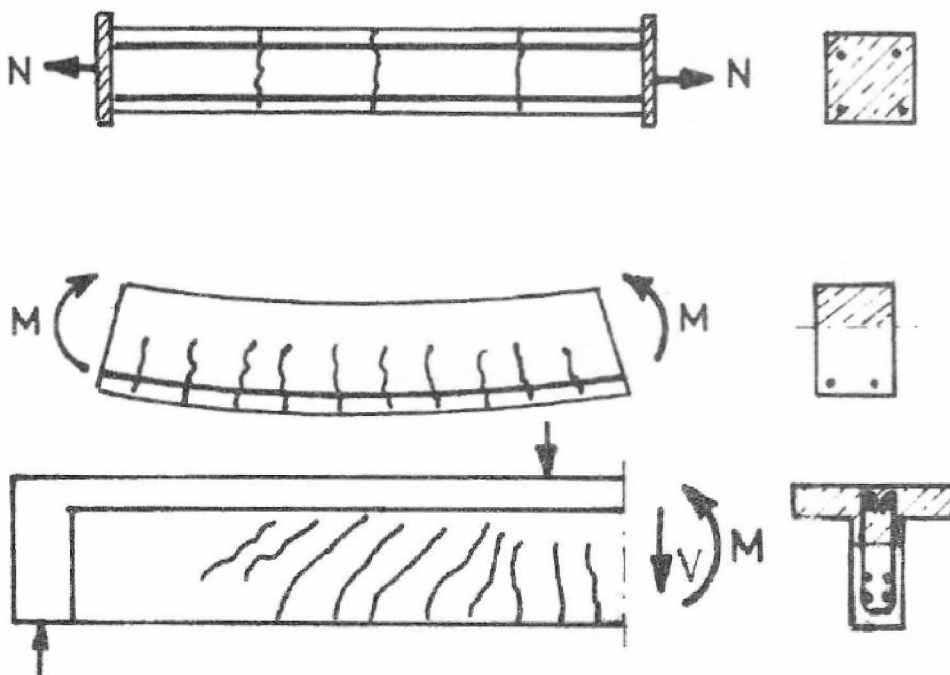
2.2.1 Raudoitettun betonirakenteen halkeilu

Betonirakenteisiin syntyy aina halkeilua. Halkeilua voi syntyä betonin kovettumisen aikana tai rakenteen käytön aikana. Käytön aikana rakenteen halkeilua syntyy kuormituksen ja esim. painumaerojen tai rakenneosien eriaikaisen kutistumisen vuoksi, ks. kuva 2.60. Halkeilua syntyy rakenteen pintaan tai syvälle poikkileikkauksen sisäosiin.



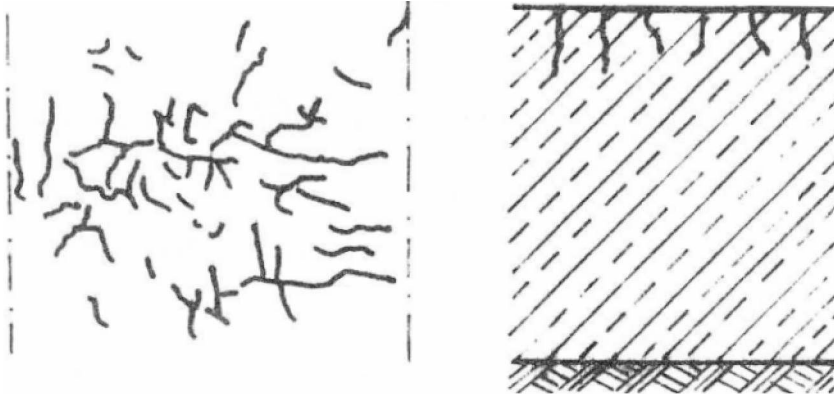
Kuva 2.60 Painumaerojen Δ tai eri aikaan valettujen rakenneosien eriaikaisen kurtistumisen aikaansaama halkeilu (FIB 1999).

Puhdas veto synnyttää rakenteen akseliin nähden poikittaisia, koko rakenteen läpi ulottuvia halkeamia. Taivutus aiheuttaa halkeilua siten, että halkeamat eivät aivan ulotu neutraaliakselille asti, ks. kuva 2.61. Betonirakenteen sisälle syntyvää halkeilua kutsutaan mikrohalkeiluksi.



Kuva 2.61 Vetovoiman N , taivutusmomentin M ja yhdistetyn taivutuksen ja leikkausvoiman $M+V$ aiheuttama halkeilu teräsbetonirakenteessa (FIB 1999).

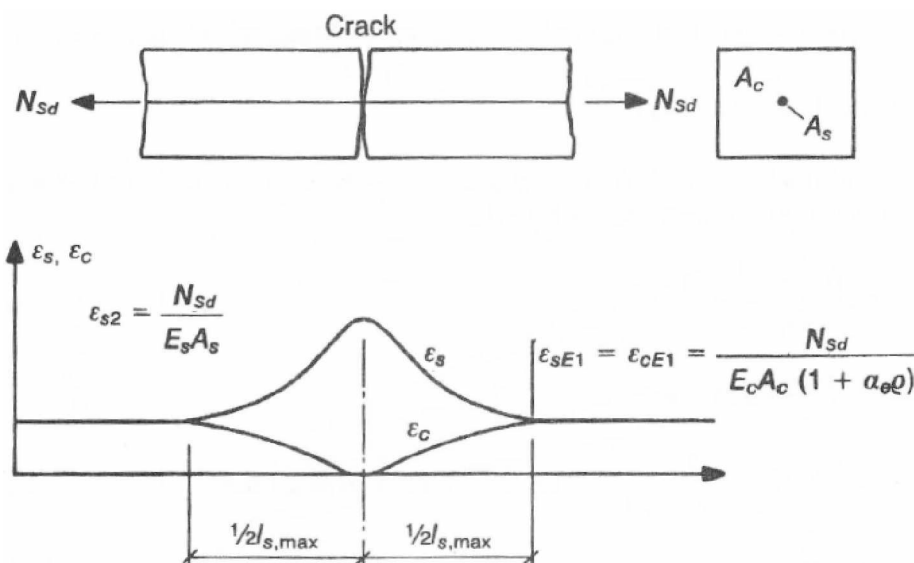
Betonin kovettumisen aikana hydrataatiolämpö aiheuttaa lämpötilaeroja rakenteen sisäosan ja ulkopintojen välille, mikä aiheuttaa paksuihin rakenteisiin pintahalkeilua, ks. kuva 2.62.



Kuva 2.62 Hydrataatiolämmön tai kutistumiseröjen aikaansaama halkeilu rakenteen pinnassa (FIB 1999).

Betonin jälkihoidolla on suuri merkitys halkeilun syntymiseen. Esimerkiksi suurten lämpötilaerojen syntyminen kannattaa estää vähentämällä lämmön siirtymistä rakenteen sisältä ulkopinnoille.

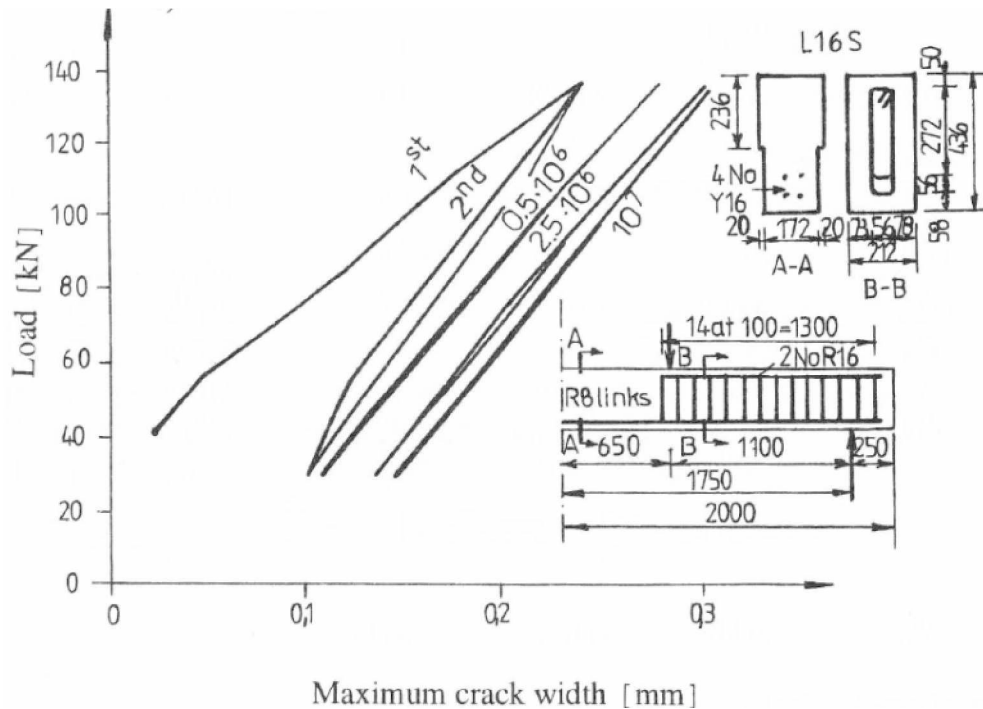
Betonin ja teräksen venymä muuttuu matkalla $1/2 \cdot l_{s,max}$ halkeaman molemmin puolin, vrt. kuva 2.63. Kuvaan on myös kirjoitettu lauseke ehjän teräsbetonisen vetosauvan teräs- ja betonivenymän laskemiseksi. Ehjässä sauvassahan ajatellaan yhtäläisen venymätason vaikuttavan koko poikkileikkauksessa. Matka $1/2 \cdot l_{s,max}$ riippuu terästan-
gon halkaisijasta, tartuntalujuudesta, teräsjännityksestä halkeamassa ja suhteellisesta teräsmäärästä (FIB 1999). Halkeaman betonipinnalla venymä on nolla ja halkeamassa teräksen venymä $\epsilon_s = N_s / (E_s A_s)$, kun raudoitusta on niin paljon, että ei tapahdu plastisia muodonmuutoksia.



Kuva 2.63 Teräs- ja betonivenymät raudoitettun betonisen vetosauvan ensimmäisen halkeaman kohdalla (FIB 1999).

$$\frac{w_{k,n,t}}{w_k} = \frac{\epsilon_{s2} - 0,38\epsilon_{sr2} - \epsilon_{cs}}{\epsilon_{s2} - 0,60\epsilon_{sr2} - \epsilon_{cs}}$$

Merkinnät kaavassa (vrt. kuva 2.64): ϵ_{s2} = teräsvenymä halkeamassa; ϵ_{sr2} = teräsvenymä halkeamassa halkeilun syntyä vastaavalla voimalla (betonijännitys σ_{ct} lähestyy lujuutta f_{ctm}) ja ϵ_{cs} = betonin venymä. Toistuvan kuormituksen virumaa ei ole lausekkeessa huomioitu. Halkeamavälin otaksutaan pysyvän vakiona.

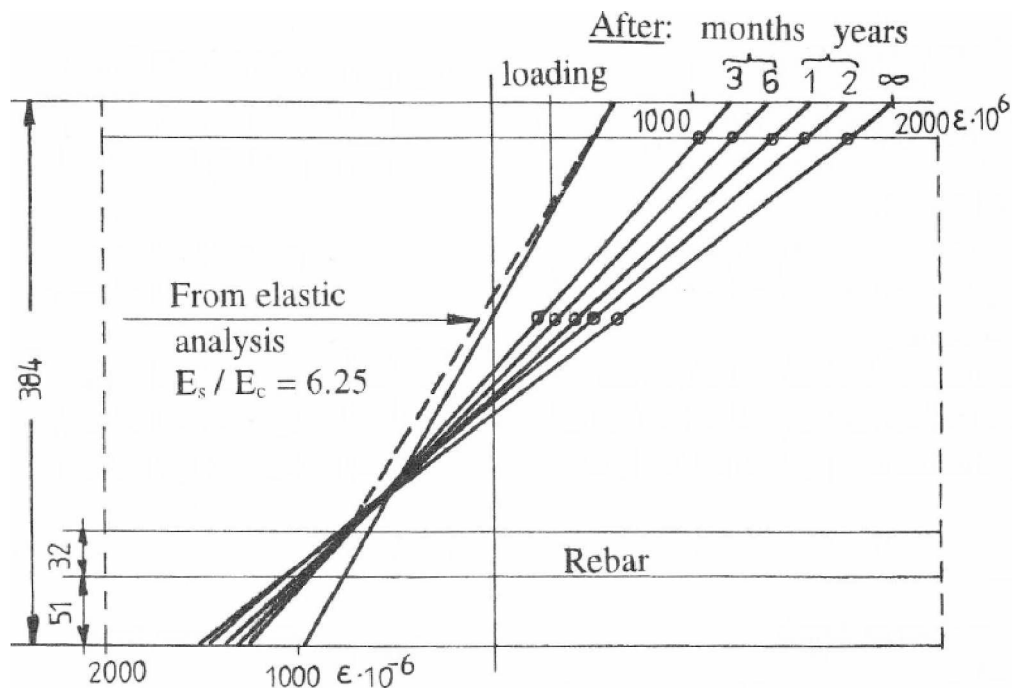


Kuva 2.65 Toistuvan kuormituksen vaikutus halkeamaleveyteen (FIB 1999: lähteestä Love ground & Din 1982).

Eurokoodissa SFS-EN1992-1-1 halkeamaleveyden w_k laskentausekkeessä pitkän ajan vaikutus halkeamaleveyteen otetaan huomioon kertoimella k_t , joka siis riippuu kuorman vaikutusajasta seuraavasti (myös Liikennevirasto 2012):

- $k_t = 0,6$ lyhytaikaiskuormitukselle,
- $k_t = 0,4$ pitkäaikaiskuormitukselle.

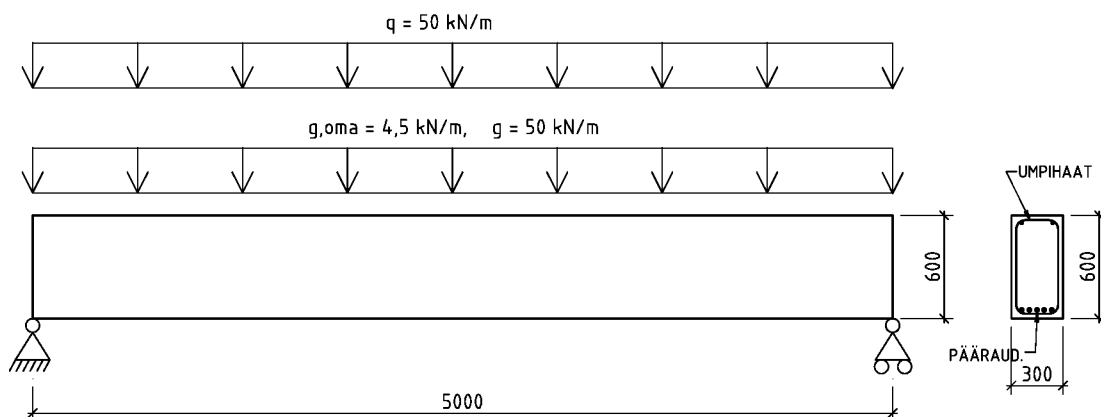
Pitkäaikaiskuormilla betonin puristuma kasvaa viruman seurauksena. Palkissa myös puristuspuunnan korkeus kasvaa, vaikka raudituksen venymä säilyy suurin piirtein vakiona, vrt. kuva 2.66.



Kuva 2.66 Palkin tai laatan puristuspinnan puristuman muuttuminen pitkäaikaiskuormituksessa (FIB 1999: lähteestä Stevens 1972).

Halkeamaleveyden ja -välin laskentaesimerkki eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaan

Lähtöarvot



Palkin pituus $L = 5\text{ m}$ leveys $b = 300\text{ mm}$ korkeus $h = 600\text{ mm}$
Pysyvä kuorma $g_k = 50\text{ kN/m}$ + palkin oma paino hyötykuorma $q_k = 50\text{ kN/m}$
Betonilujuus $f_{ck} = 30\text{ MPa}$ Pitkäaikaistilanne: $k_t = 0,4$
Vetoraudoituksen betonipeite $c = 35\text{ mm}$ (pääteräksen halkaisija ($\varnothing/2$) huomioidaan tehollisessa korkeudessa d)

Halkeamatarkastelulaskenta tehtiin eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 laskentausekkeilla ja rakennusten suunnitteluun tarkoitetun kansallisen liitteen parametreilla. Samat laskentausekkeet on esitetty myös Liikenneviraston (2012) soveltamisohjeessa.

Laskennan tulokset

Murtorajatilán mukainen vaadittava pääteräsmäärä on $A_s \approx 2120\text{ mm}^2$.

Taulukko 2.5 Teräsbetonipalkin halkeamaleveys ja -väli esimerkin lähtötiedoilla. Tässä myös taipuma ja teräsjännitys ilman viruman vaikutusta.

Raudoitus	Teräsmäärä A_s [mm ²]	Taipuma w [mm]	Halkeamaleveys w_k [mm]	Halkeamaväli $S_{r,max}$ [mm]	Teräsjännitys σ_s [MPa]
3T32	2413	9,9	0,26	205	278
5T25	2454	9,6	0,22	181	272
8T20	2513	9,4	0,2	165	265
12T16	2413	9,6	0,2	155	274

Tässä laskennallisessa tarkastelussa teräsmäärä eri harjateräshalkaisijoilla pyrittiin pitämään mahdollisimman samansuuruisena, ero poikkileikkauspinta-alassa oli suurimmillaan noin 4 %.

Pienemmillä terästangoilla halkeamaleveydet olivat pienimmät. Halkeamien keskinäisestä etäisyyksistä voidaan päätellä (suhde $S_{r,max}/w_k$ vaihteli hyvin vähän), että pienimmillä halkeamaleveyksillä halkeamia oli enemmän.

Murtorajatilan mukaisella teräsmäärällä (T16-tankoja 9,223 kpl) teräsjännitys olisi ollut $\sigma_{sk} = 352$ MPa ja betonijännitys $\sigma_{ck} = 25,5$ MPa. Valittu betonilujuus oli liian pieni, koska suhde σ_{ck}/f_{ck} oli 0,85 eli suurempi kuin 0,6 (Liikennevirasto 2012). Betonilujuus $f_{ck} = 45$ MPa olisi tässä tapauksessa ollut riittävä.

2.2.2 Betonirakenteiden murtumismekaniikka

2.2.2.1 Vetojännitysten rasittama betoni

Tausta

Betonin puristuskäyttäytymistä on tutkittu kauan staattisin kokein. Huomattavasti vähäisempää on ollut vetorasitetun betonin kokeellinen arviointi. Ensimmäinen tiedossa oleva maksimivetojännityksen ylittävän kokeen raportointi on vasta vuodelta 1963. Viime vuosikymmeninä vedetyn betonin tutkiminen on selvästi lisääntynyt. Yhtenä syynä lisääntyneeseen kiinnostukseen voidaan pitää murtumismekaniikan soveltamista betonirakenteen käyttäytymisen ymmärtämisessä ja halkeilumekanismien kuvaamisessa. (Thun 2006)

Betonin vetolujuuteen vaikuttavat pääasiassa samat tekijät kuin mitkä vaikuttavat betonin puristuslujuuteen. Veto- ja puristuslujuus eivät kuitenkaan ole suoraan toisistaan riippuvia. Varsinkin korkealujuusbetoneilla puristuslujuuden kasvu lisää vetolujuutta vain vähän. (FIB 1999)

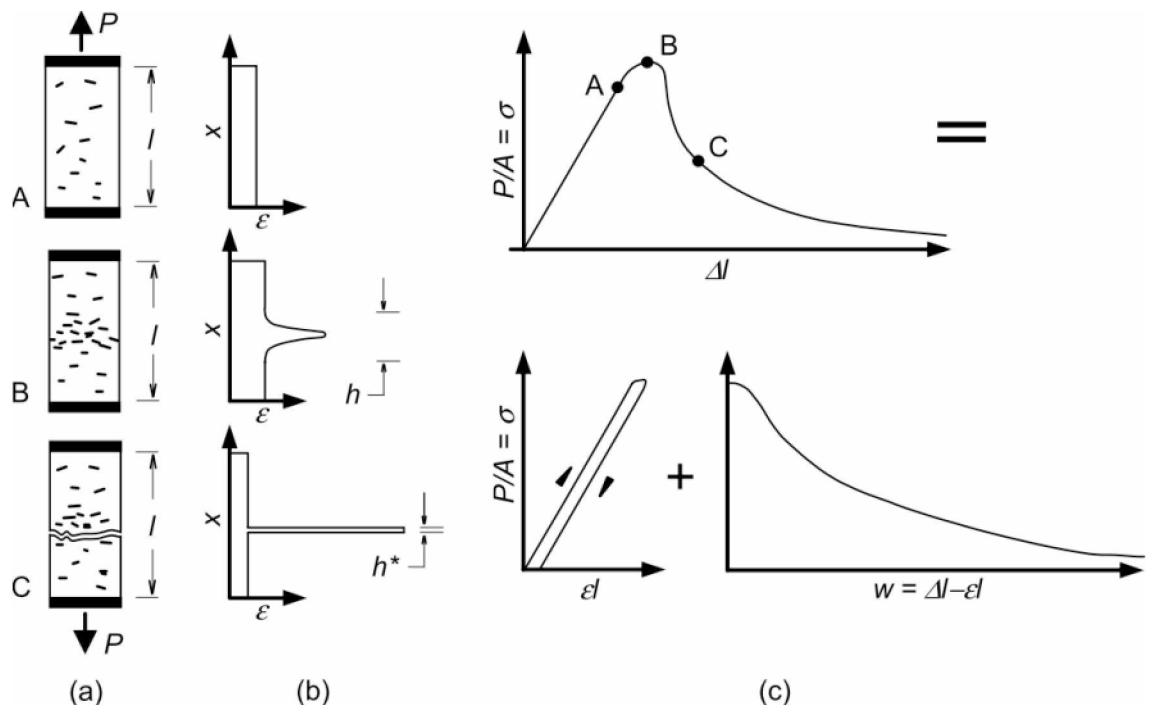
Betonin vetolujuudella on suuri merkitys betonirakenteen käyttäytymiseen. Halkeilun syntyminen riippuu vetolujuudesta, joten myös rakenteen jäykkyys, pitkäaikaiskestävyys ja terästen tartunta ovat betonin vetolujuudesta riippuvia. Murtumismekaniikassa (fracture mechanics) tutkitaan olosuhteita halkeaman edessä ja halkeaman kärjen ympärillä. (Thun 2006)

Betonin vetojännitys-venymä-yhteys

Seuraavassa kuvassa, kuva 2.67, esitetään betonin käyttäytyminen keskeisen siirtymäohjatun vetokuormituksen alaisena. Vaiheessa A vetovoimasta syntyy tasainen venymä ε koko näytteen pituudelle l ja muodonmuutokset ovat pienestä mikrohalkeilusta huolimatta miltei lineaarisia (Thun 2006). Tasaisesti vedetyssä betonirakenteessa jo ennen kuormitusta sijainneet mikrohalkeamat alkavat lisääntyä ja kasvaa, kun vetojännitys on noin 70 % vetolujuudesta (FIB 1999). Isommilla vetojännityksillä mikrohalkeamat kehittyvät pääasiassa kohtisuorassa suunnassa ulkoiseen vetorasi-
tukseen verrattuna.

Kuvan vasemmassa reunassa esitetään mikrohalkeilun lisääntyminen ja venymän keskittyminen kuormituksen kasvaessa vaiheesta A vaiheisiin B ja C. Vaiheissa B ja C mikrohalkeamat kumuloituvat näytteen heikoimpaan kohtaan h , johon syntyy myös makrohalkeilua. Tätä kohtaa, joka siis yhä kykenee välittämään vetojännityksiä, kutsutaan halkeilukaistaksi (crack band), prosessialueeksi (process zone) tai pehmenemisalueeksi (softening zone). Kohdan B maksimijännityksen jälkeen halkeilukaista kapenee ja halkeilu keskittyy yhä enemmän. Samalla venymä ja jännitys halkeilukaistan ulkopuolella pienenevät. ks. kuva 2.67b. Lopullinen murto syntyy varsinaisen vetohalkeaman synnyttyä. (Thun 2006)

Suurten vetojännitysten alainen betoni käyttäytyy siis erittäin epäjatkuvasti. Halkeilukaistassa venymä kasvaa voimakkaasti ja muualla venymä pienenee kokonaismuodonmuutoksen kasvun myötä. (FIB 1999)



Kuva 2.67 Betonin käyttäytyminen vetorasiituksen alaisena (Pinto 1996, otettu lähteestä Thun 2006).

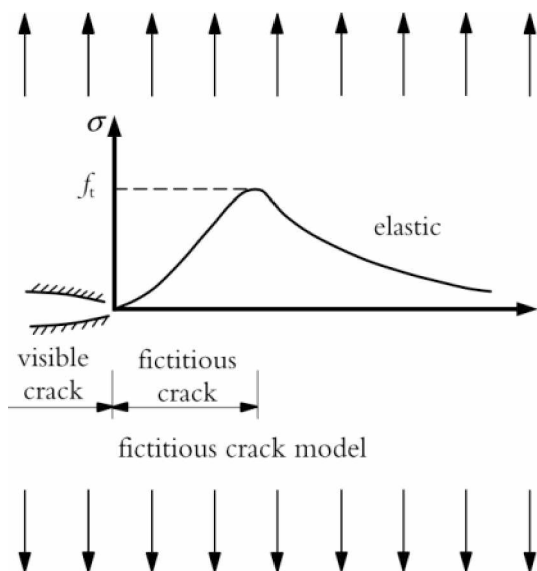
Oikealla ylhäällä (kuva 2.67c) esitetään $\sigma - \Delta l$ -kuvaaja koko siirtymämatkalle ja vaiheiden A, B ja C jännitys-siirtymä-yhteydet. Näytteen kokonaismuodonmuutos voi-

daan jakaa näytteen pääosan venymään, joka on miltei lineaarinen maksimijännitykseen asti, ja halkeilukaistan venymään. Juuri ennen maksimijännitystä, vaiheiden A ja B välillä, σ - ε -yhteys erkanee lineaarisesta käyttäytymisestä. Halkeilukaistan epälineaarisesta venymästä w löytyy kirjallisuudesta useita tutkimustuloksia ja betonin σ - w -kuvaajia.

Siirtymäohjatun vetokokeen suorittaminen tunkkia manuaalisesti ohjaamalla edellyttää äkkinäistä vetovoiman pienentämistä välittömästi maksimivedon jälkeen, mikä on hyvin vaativa suoritus käytännön laboratoriotyössä (Lindberg Ralf, haastattelu 16.1.2012).

Kuvitteellisen halkeaman malli

Klassinen murtumismekaniikka, esim. lasista tai metallista poiketen, ei sellaisenaan sovellu betonille, koska betoni on erittäin heterogeeninen materiaali ja eräänlainen yhdistelmä rakenne. Siksi halkeaman eteneminen estyy, kun halkeaman kärki kohtaa runkoainerakeen ja laaja murtumisprosessialue kehittyy päähalkeaman eteen. 1970-luvulla kehitettiin ns. kuvitteellisen halkeaman malli, joka kuvaa jännityksiä halkeaman kärjen alueella. Mallissa oletetaan kuvitteellinen halkeama näkyvän halkeaman jatkoksi, vrt. Kuva 2.68. Näkyvä halkeama ei välitä vetorasituksia, mutta kuvitteelliseen halkeamaan (ns. prosessialueeseen) syntyy vetojännityksiä kohdan o mukaisesti. Jännityksen suuruus riippuu venymän suuruudesta. Venymä on suurimmillaan aivan todellisen halkeaman kärjessä, jossa tällöin myös vetojännitys on pieni, vrt. kuva 2.67c. (Thun 2006)

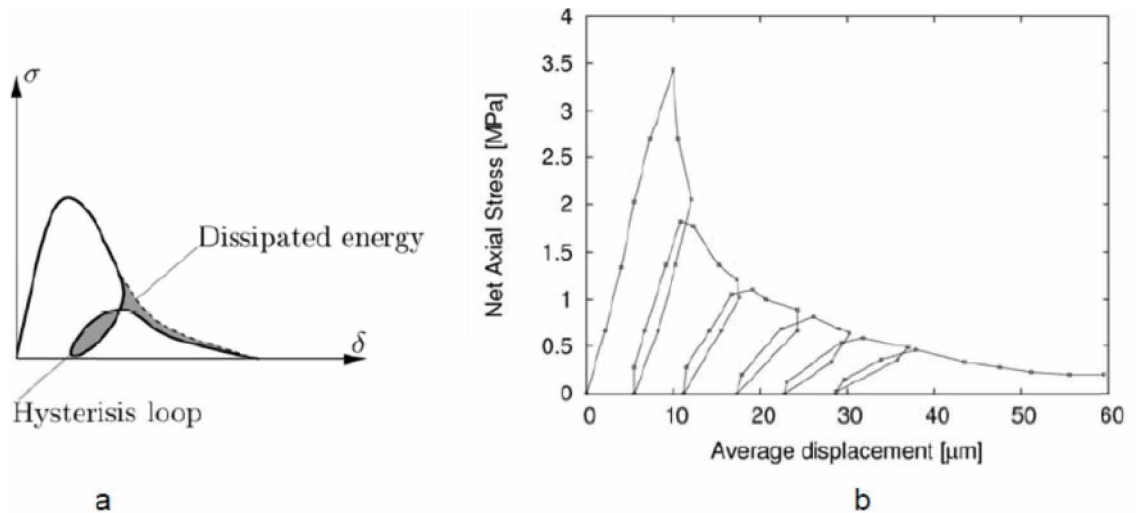


Kuva 2.68 Oletettu vetojännitysjakautuma näkyvän halkeaman edessä pehmenevän materiaalin mallin mukaan (Hordijk 1991, otettu lähteestä Thun 2006).

Havaintoja toistokuormituskokeista

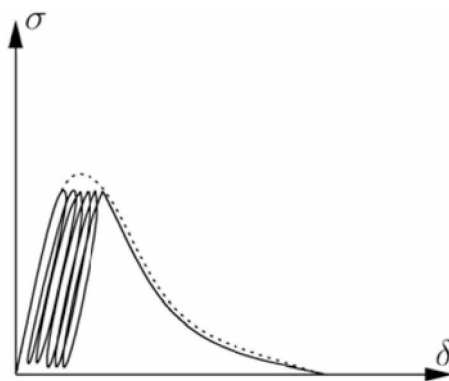
Huippujännityksen jälkeisen kuormituspoiston ja uudelleenkuormituksen vaikutus voidaan lukea seuraavista kuvaajista, ks. kuva 2.69. Kuvassa a esitetään huippujännityksen jälkeisen hävinneen (dissipated, "haihtunut") energian periaate. Energia ei todellisuudessa tässäkin tapauksessa häviä, vaan muuttuu eri muotoon mikro-

halkeilun eli betonin sisäisen rakenteen hajoamisen seurauksena. Kun siirtymän annetaan palautua, ei palautuminen tapahdu alkuperäiseen tilaan saakka. Suurten venymien jälkeen kimmokerroin pienenee uudelleenkuormitusvaiheessa ja siirtymän palautumaton osuus kasvaa (kuva b).



Kuva 2.69 Betonin vetojännityksen vaihtelu siirtymäohjatuissa vetokokeissa (Plos et al 2007).

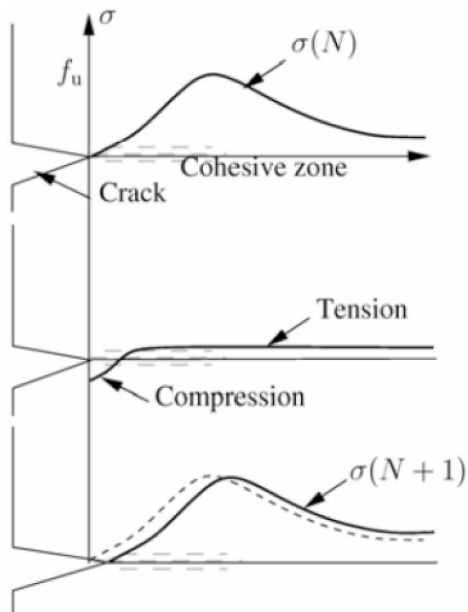
Palautumaton muodonmuutos kasvaa lähelle huippujännitystä yltävissä toistuvissa vetokuormituksissa, kasvavan kokonaismuodonmuutoksen myötä, ks. kuva 2.70.



Kuva 2.70 Toistuva vetojännitys ennen huippujännityksen saavuttamista (Plos et al 2007).

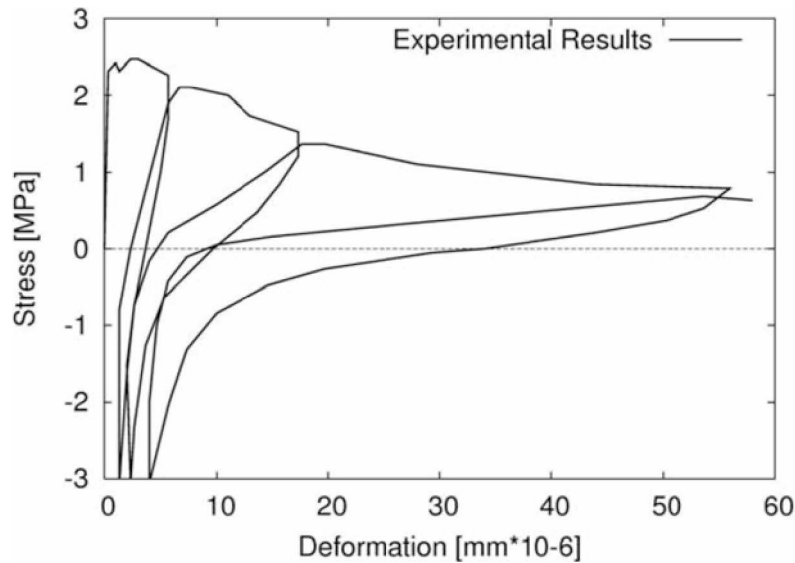
Edellä esitetyn kuvaamiseksi jännityksen jakaantuminen halkeamakohtaan lähettyvillä, kuormitusjakson N aikana, sen jälkeen ja seuraavan syklin aikana, esitetään seuraavassa kolmen kuvaajan avulla, ks. kuva 2.71. Vetojännitysjakautuma kuormitushetkellä N on esitetty ylimmässä kuvaajassa. Lähellä halkeaman päätä venymä on suurin, jolloin huippujännityksen jälkeinen vetojännitys on pieni, vrt. kuva 2.67. Keskimmaisessa kuvaajassa esitetään siirtymän palauttamisen jälkeinen jännitysjakautuma halkeaman kohdalla ehjässä betonissa sisäisten rasitusten tasapainotilanteessa. Suoraan halkeaman kärjen jälkeen siis on betonissa lepotilassa pieni puristusjännitys.

Tämän jälkeisessä kuormitusyklissä jännityshuipun sijainti siirtyy hieman sisemmälle. (Plos et al 2007).



Kuva 2.71 Jännityksen jakaantuminen halkeamakohtaan lähetyvillä, kuormitusyklin N aikana, sen jälkeen ja seuraavan syklin aikana (Plos et al 2007).

Hordijk D. A. on väitöstyössään Hollannissa vuonna 1991 tutkinut puristusjännitys-vetojännitys-kuormitustoiston vaikutusta betonikoekappaleen muodonmuutoksiin. Suurimmat muodonmuutokset syntyvät sillä puolella, jossa jännitystaso on lähempänä materiaalin lujuutta. Oheisen kuvaajan kuormituskokeessa vetojännitys aiheutti huomattavasti suuremmat venymät kuin puristusjännitys, vaikka jännitystasot olivat alussa lähes samansuuruiset.



Kuva 2.72 Esimerkki vetokoekappaleen jännitys-muodonmuutos-kuvaajasta, kun kappaleeseen kohdistuu puristusjännitys- vetojännitys-vaihtelu. Puristus on tässä negatiivinen (Plos et al 2007).

2.2.2.2 Rakenteen koon vaikutus kestävyYTEEN

Amerikkalainen tutkija Z. P. Bazant on kymmenien vuosien ajan tutkinut betonin murtumismekanismeja ja koon vaikutusta betonirakenteen kestävyYTEEN. Hänen mukaansa (Bazant et al 1991) betonirakenteita on menestyksellisesti suunniteltu ja rakennettu ilman 1950-luvulta lähtien kehitetyn betonirakenteiden murtumismekaniikka-teorian hyödyntämistä. Mutta tilanne on muuttumassa, koska 1980-luvulta lähtien on kehitystyössä edetty niin pitkälle, että sekä rakenteellinen turvallisuus että taloudellisuus hyötyvät murtumismekaniikan soveltamisesta rakenteiden suunnitteluun.

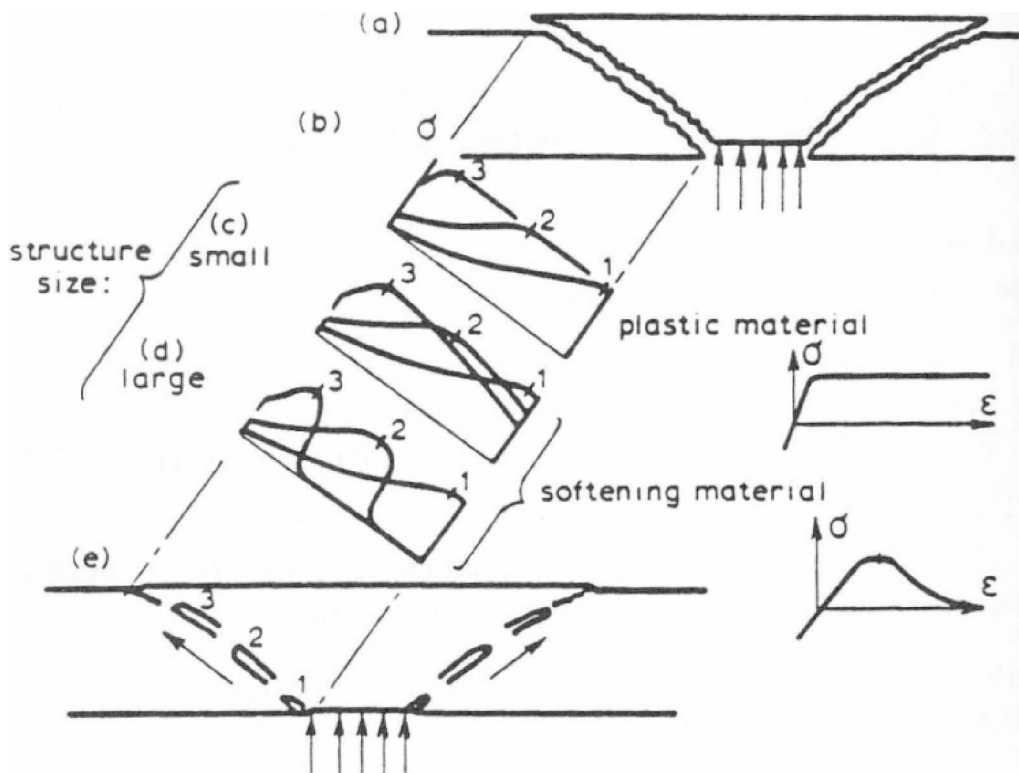
Betoni on hauras materiaali ja halkeilee jo käyttökuormilla. Materiaalin tehokas hyödyntäminen edellyttääkin halkeilun sallimista. Betoni ei kuitenkaan ole tyypillinen hauras vaan ns. kvasihauras materiaali, jolloin betonirakenteeseen kehittyy laaja ja kasvava halkeilualue. Tämän alueen pitää edelleen laajentua ja siihen pitää sitoutua energiaa ennen kuin betoniin voi muodostua murtumiskohta. Murtumiskohdan syntymisen jälkeen murtuminen etenee paikallisen halkeilun myötä. Tyypillisiä hauras-murtotilanteita betonirakenteissa ovat vinohalkeilu (taivutus-leikkaus), lävistys, vääntö, suoran terästangon ulosveto, ankkurikappaleen ulosveto ja esimerkiksi betonisen patorakenteen murtuminen. (Bazant et al 1991)

Tämänhetkinen betonirakenteiden suunnittelu perustuu suurten materiaaliosavarmuuslukujen käyttöön. Tällöin todellinen varmuus eri rakenteilla ja kuormituksilla vaihtelee suuresti. Betonirakenteiden suunnittelunormit eivät yleensä huomioi rakenteen koon vaikutusta maksimikuormaan, muodonmuutoksiin ja energian absorptio-kykyyn. (Bazant et al 1991)

Betonirakenteiden murtumismekaniikassa materiaalin murtokriteeri yhdistää energian jännitykseen tai venymään eli sisältää lujuuskäsitteen. Täten murtumismekaniikasta voitaisiin käyttää myös laajempialaista termiä murtumisteoria ja murtumismekaniikkaa voitaisiin pitää epälineaarisenä teoriana. Klassinen murtumismekaniikka on kuitenkin lineaarista, koska plastinen käyttäytyminen syntyy vain yhdessä kohdas-

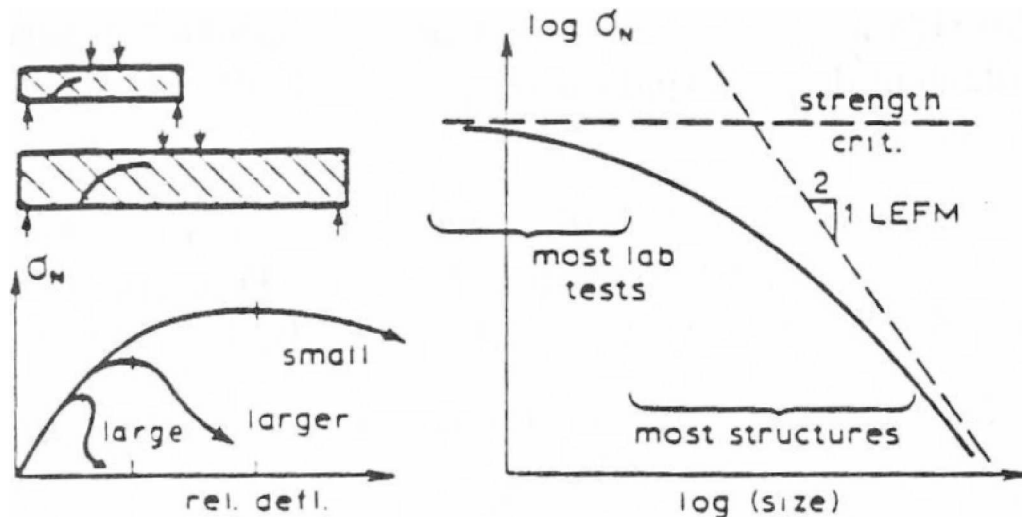
sa, halkeaman kärjessä, samaan aikaan kuin koko muun rakenteen ajatellaan käyttäytyvän kimmoisasti. (Bazant et al 1991)

Nykyisin betonirakenteiden mitoituksessa käytetään usein plastisuusteoriaan perustuvaa murtorajatila-analyysia, jossa lineaarisen jännitys-venymä-yhteyden jälkeen jännitys ei lisäännä eli materiaalin käyttäytyminen on kimmoplastista (kuva 2.73b). Kimmoplastisuus ei kuitenkaan näy betonimateriaalin eikä betonirakenteiden kuormituskokeissa, tässä esimerkkinä lävistysmurto, ks. kuva 2.73a. Materiaalin lujuutta ei saavuteta samanaikaisesti koko murtopinnalla. Kohta, jossa lujuus saavutetaan, etenee murtopintaa pitkin ja samalla alkukohdassa jännitys pienenee. Tämä jännityksen pieneminen riippuu voimakkaasti rakenteen koosta, tässä tapauksessa laatan paksuudesta: pieni laattapaksuus: ks. kuva c ja suuri laattapaksuus: ks. kuva d. Murtumiskohdan eteneminen: ks. kuva e).



Kuva 2.73 Jännitysjakautumien eroja lävistysmurtopinnalla plastisessa (kuva b) ja venymän myötä pehmenevässä materiaalissa (kuvat c ja d). (Bazant et al 1991).

Suunnittelun kannalta oleellista on geometrisesti samanlaisten rakenteiden koon (ominaismitta d) vaikutus rakenteiden nimellisljuuteen. Nimellisljuuus määritetään lausekkeella $\sigma_N = P_u/(bd)$. Jos murtumiskriteeri määritetään jännityksen avulla, eli kimmoplastisuuteen tai sallittuun jännitykseen perustuen, ei siinä ole huomioitu koon vaikutusta. Tällöin rakenne mitoitetaan soveltamalla lineaarielastista murtumismekaniikkaa, ks. kuva 2.74 ja LEFM-suora (LEFM = linear elastic fracture mechanics). (Bazant et al 1991)



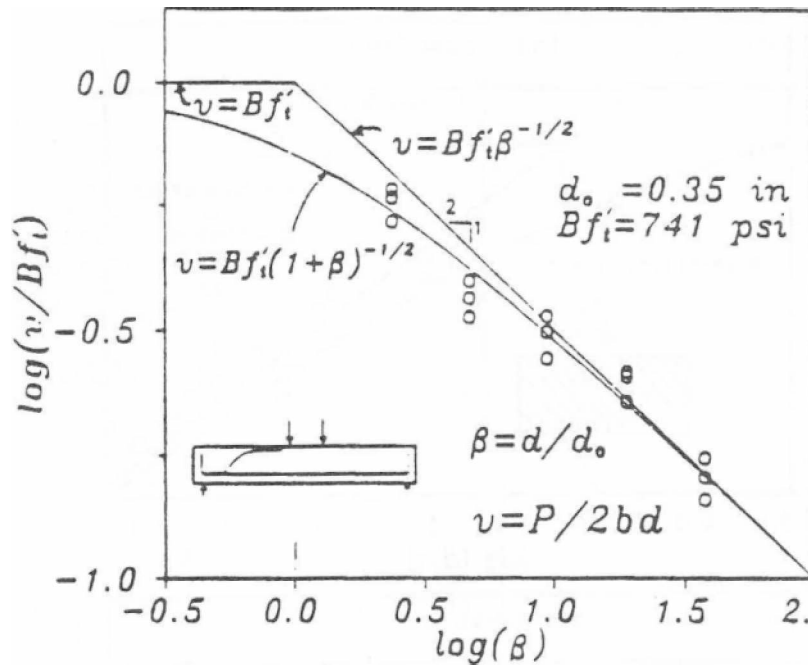
Kuva 2.74 Hauraasti murtuvan betonirakenteen huippujännityksen jälkeinen jännitys σ_N suhteellisen taipuman funktiona (vasen kuvaaja) ja koekappaleen koon vaikutus nimellislujuuteen (oikea kuvaaja) (Bazant et al 1991).

LEFM-teoriassa murtumisen oletetaan tapahtuvan yhdessä pisteessä, halkeaman kärjessä, jolloin rakenteen koon vaikutus on suurin mahdollinen, $\log \sigma_N = -1/2 \cdot \log d + \text{vakio}$. Tätä lauseketta kuvaa kuvaajassa esitetty kaltevuudella $-1/2$ alaspäin suuntautuva katkoviivalla piirretty suora. Lujuuskriteeri (strength crit.) on esitetty vaakasuoralla katkoviivalla. Betonirakenteissa prosessialue (prosessi zone) on suuri, minkä vuoksi koon vaikutus toteutuu kaarevan käyrän mukaisesti. Kaarevan käyrän mukaiselle koon vaikutukselle voidaan määrittää seuraava lauseke (Bazant et al 1991):

$$\sigma_N = \frac{Bf'_t}{\sqrt{1 + \beta}}$$

jossa $\beta = d/d_0$, d_0 sekä Bf'_t ovat vakioita ja f'_t = betonin vetolujuus.

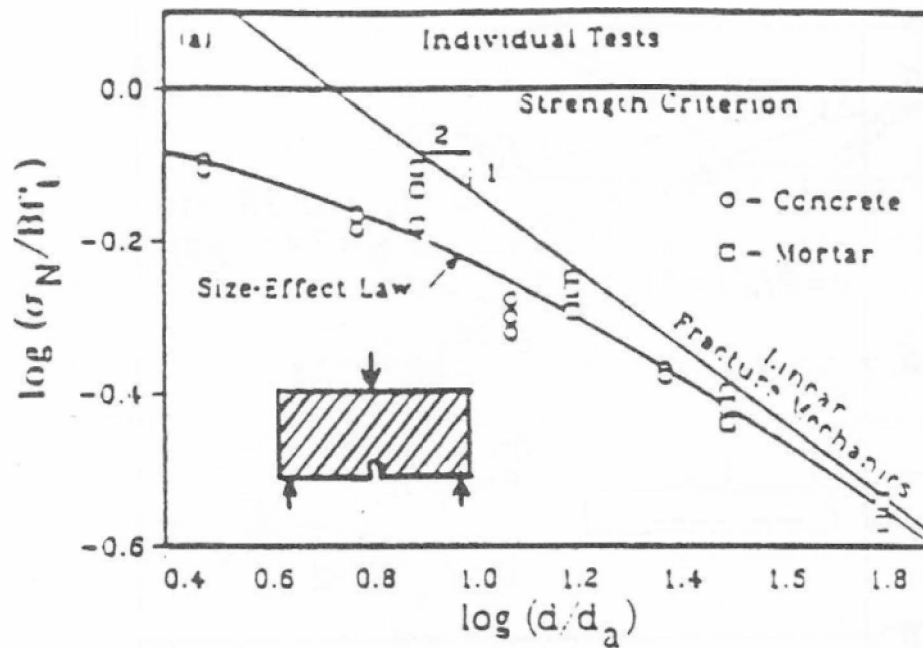
Kuormitettaessa geometrisesti samanlaisia mutta erikokoisia rakenteita laboratorioissa on havaittu edellä esitetyn lausekkeen pätevän kokojen suhteeseen $d_{\max}/d_{\min} = 20$ asti. Näissä koerakenteissa on käytetty betonin kiviaineksen raekokona rakenteen koon mukaista raekokoa. Koejärjestelyt ja kuormitettavat rakenteet ovat vaihdelleet, esimerkkeinä vino leikkausmurto (kuva 2.75), pituussuuntaisesti raudoitettujen palkkien vääntömurto, laattojen lävistys ja harjaterästankojen ja ankkurikappaleiden vetomurto. (Bazant et al 1991)



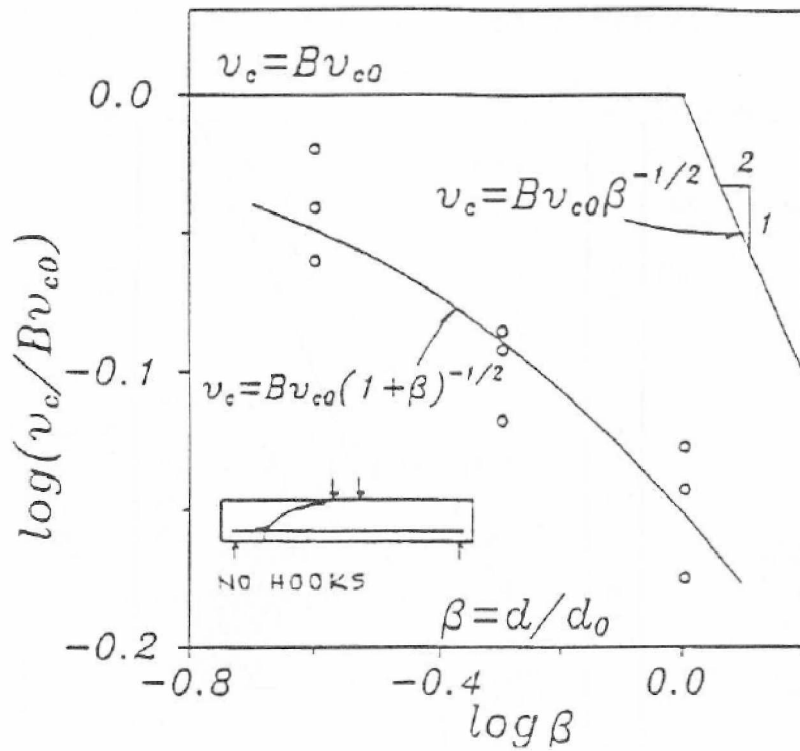
Kuva 2.75 Koekappaleen koon vaikutus nimellislujuuteen geometrisesti samanlais-
ten pituussuuntaisesti raudoitettujen leikkaushaattomien betonipalkkien
vinossa leikkausmurrossa ($\sigma_N = v$). d_o = maksimi raekoko (Bazant et al
1991).

Koon vaikutusta voidaan selittää jännityksen uudelleenjakautumisella murtumisen seurauksena, mikä vapauttaa rakenteeseen sitoutunutta (venymä-)energiaa ns. halkeilukaistaan (= crack band). Näin tapahtuva murtumisen eteneminen on murtumismekanikan perusilmiö. Suuressa rakenteessa energiaa vapautuu suuremmasta materiaalmäärästä. Täten, jos σ_N olisi sama kuin geometrisesti samanlaisessa pienemmässä rakenteessa, energian vapautuminen murtumisen etenemispituusyksikköä kohden olisi suurempi suuressa rakenteessa. Mutta murtumiseen vaadittava energia pituusyksikköä kohden on lähes riippumaton rakenteen koosta. Siksi suuremmassa rakenteessa pitää σ_N olla pienempi, jotta energian vapautuminen etenemispituusyksikköä kohden olisi sama kuin pienemmässä rakenteessa. (Bazant et al 1991)

Koon vaikutus murtumiseen erisuuruisilla rakenteilla voidaan määrittää eri tavoin. Yksi tapa on koekuormittaa erisuuruisia rakenteita (suhde $d_{\max}/d_{\min} \geq 4$) ja piirtää tulokset kuvaajaan. Täten on mahdollista saada vakiot edellä esitettyyn σ_N :n yhtälöön, vrt. esimerkiksi Kuva 2.76 (raudoittamaton lovettu palkki) ja Kuva 2.77 (leikkausraudoittamattoman palkin vino leikkausmurto).



Kuva 2.76 Erikokoisten lovettujen betoni- ja laastipalkkien koekuormitustuloksia (Bazant et al 1991).



Kuva 2.77 Erikokoisten suorilla teräksillä (ilman ankkurointiteräksiä) raudoitettujen betonipalkkien koekuormitustuloksia (Bazant et al 1991).

2.3 Vertailu suomalaiseen siltojen suunnittelukäytäntöön

Laskennan periaatteet ja lähtöarvot

Vertailun tavoitteena on oleellisimpien kirjallisuushavaintojen arviointi ja vertailu nykyiseen suomalaiseen sillanrakennuksen suunnitteluohjeistukseen. Laskenta perustuu osavarmuuslukujen avulla tehtävään käyttörajatilan harjateräs- ja betonijännitysten ja väsytytkuormituksen jännitysvaihteluvälin vertailuun harjateräksen ja betonin lujuusarvoihin. Osavarmuustarkastelu antaa likimääräisiä tuloksia eikä korvaa todellisten rakenteiden vertailulaskentoja, vrt. laskentaesimerkki kohdassa 2.2.1, mutta esittää karkean vertailun suomalaisiin väsytyksimitoituksen raja-arvoihin ja kirjallisuustutkimuksen tuloksiin. Laskenta huomioi rakenteen oman painon ja liikennekuormituksen, mutta ei esim. lämpötilavaihtelun, viruman ja kutistuman vaikutuksia.

Valitut harjateräksen ja betonin ominaislujuudet $f_{yk} = 500$ MPa ja $f_{ck} = 30$ MPa. Materiaalien osavarmuusluvut toteutusluokassa 3 ovat: betoni $\gamma_C = 1,35$ ja harjateräs $\gamma_S = 1,1$

=> mitoituslujuudet ovat $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S = 455$ MPa ja $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck}/\gamma_C = 18,9$ MPa.

Betonin väsyminen: $f_{cd, \text{fat}, 28\text{vrk}} = 15,0$ MPa (Liikennevirasto 2012) ja $f_{ck, \text{fat}, 28\text{vrk}} = 22,6$ MPa.

Kuormien osavarmuusluvut: pysyvä $\gamma_G = 1,15$, raideliikenteen muuttuva $\gamma_Q = 1,45$ ja tieliikenteen muuttuva $\gamma_Q = 1,35$

G = pysyvän kuorman osuus Q = muuttuvan kuorman osuus

Tieliikenteen väsytytkuormakaavio FLM1 määritetään kuormakaavion LM1 avulla siten, että väsytytkuormiksi muodostuvat $0,7Q$ ja $0,3q$. Tässä vertailussa on painotettu pistekuorman vaikutusta valitsemalla sen osuudeksi kuvitteellisessa siltarakenteessa 75 % ja pintakuorman osuudeksi 25 %. Väsytytkuorman aiheuttamaksi jännitysvaihteluksi saadaan täten (esimerkkinä teräsmateriaali): $\Delta\sigma_{s, \text{FLM1}} = (75\% \cdot 0,7 + 25\% \cdot 0,3) \cdot \sigma_{sk, Q} = 0,6 \cdot \sigma_{sk, Q}$.

Teräsjännitystarkastelu

Teräslujuuden ja -jännityksen suhde f_{yk}/σ_{sk} on laskettu osavarmuuslukujen avulla seuraavasti:

$$\frac{f_{yk}}{\sigma_{sk}} = \gamma_s (G\gamma_G + Q\gamma_Q)$$

Tästä saadaan ratkaistua σ_{sk} . Tämän jälkeen määritetään teräsjännitys omasta painosta $\sigma_{sk, G} = G \cdot \sigma_{sk}$ ja liikennekuormasta $\sigma_{sk, Q} = Q \cdot \sigma_{sk}$.

Suhde f_{yk}/σ_{sk} on sitä suurempi, mitä suurempi on muuttuvan kuorman osuus, ks. Taulukko 2.6 ja Taulukko 2.7. Koska teräsjännitys lasketaan lausekkeesta $\sigma_{sk} = f_{yk}/(f_{yk}/\sigma_{sk})$, on jännitys σ_{sk} sitä suurempi, mitä pienempi on muuttuvan kuorman osuus.

Harjateräksen väsyminen, lähtöarvot: $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 162,5$ MPa, $N^* = 1000000$ ja $\gamma_{S, \text{fat}} = 1,15$ (Liikennevirasto 2012, kaava 6.28) => raja-arvo $\Delta\sigma_{s, \text{equ}}(N^*) = 141,3$ MPa.

Taulukko 2.6 Teräsjännitykset σ_s ja $\Delta\sigma_{s,eq}$ lujuuden f_{yk} ja raideliikenteen osavarmuuslukujen perusteella laskettuna. Muuttuvan kuorman suhteellinen osuus Q vaihtelee.

G %	Q %	f_{yk}/σ_{sk} -	$\sigma_{sk,G}$ MPa	$\sigma_{sk,Q}$ MPa	σ_{sk} MPa	$\Delta\sigma_{s,eq}$ (MPa) $\lambda_s = 0,3$	$\Delta\sigma_{s,eq}$ (MPa) $\lambda_s = 0,6$	$\Delta\sigma_{s,eq}$ (MPa) $\lambda_s = 1,0$
90	10	1,30	347	39	385	12	23	-
50	50	1,43	175	175	350	52	105	175
34	66	1,48	114	223	337	67	134	223
13	87	1,55	42	280	322	-	168	280

Raideliikenteen ekvivalentti jännitysvaihteluväli $\Delta\sigma_{equ}$ määritetään kertoimen λ avulla: $\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \sigma_{sk,G}$. Taulukossa esitetyillä tyypillisillä λ -arvoilla $\Delta\sigma_{equ}$ vaihtelee välillä 12...280 MPa. Suurilla λ - ja Q -arvoilla raja-arvo $\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$ ylittyy selvästi. Rautatie-silloille pitää siis tehdä väsymistarkastelu ja tapauskohtaisesti määrittää ekvivalentti jännitysvaihteluväli $\Delta\sigma_{equ}$.

Taulukko 2.7 Teräsjännitykset σ_s lujuuden f_{yk} ja tieliikenteen osavarmuuslukujen perusteella laskettuna.

G %	Q %	f_{yk}/σ_{sk} -	$\sigma_{sk,G}$ MPa	$\sigma_{sk,Q}$ MPa	σ_{sk} MPa	$\Delta\sigma_{s,FLM1}$ MPa
90	10	1,29	350	39	389	23
50	50	1,38	182	182	364	109
34	66	1,41	119	235	354	141
13	87	1,46	45	299	343	179

Muuttuvan kuorman suhteellisella arvolla $Q = 66 \%$ tieliikenteen väsytytkuormakaa-vion mukainen teräsjännitys $\Delta\sigma_{s,FLM1}$ vastaa ekvivalentin jännitysvaihteluvälin raja-arvoa $\Delta\sigma_{s,eq}(N^*)$. Arvolla $Q = 87 \%$ teräsjännitys $\Delta\sigma_{s,FLM1}$ vastaa raja-arvoa 180 MPa (Liikennevirasto 2012). Tämä muuttuvan kuorman suhteellinen osuus tuskin käytännössä toteutuu teräsbetonirakenteisten siltojen pääkannattimissa, mutta saattaa toteutua laattapalkkisillan laattaosissa.

Raudoituksen vetojännitys ei saa ominaisyhdistelmällä ylittää arvoa $0.8 \cdot f_{yk}$ (Liikennevirasto 2012), tässä tapauksessa 400 MPa. Jopa hyvin pienellä muuttuvan kuorman osuudella $Q = 10 \%$ harjateräksen vetojännitys jää tätä pienemmäksi, raideliikenteessä $\sigma_{sk} = 385$ MPa ja tieliikenteessä $\sigma_{sk} = 389$ MPa.

Tässä tarkastelussa vaativimmaksi raja-arvoksi teräsjännitysten suhteen muodostui ohjeen NCCI 2 kaava 6.28.

Betonijännitystarkastelu

Betonilujuuden ja -jännityksen suhde f_{ck}/σ_{ck} , lasketaan tässä vertailussa kaavasta (ks. Taulukko 2.8 ja Taulukko 2.10):

$$\frac{f_{ck}}{\sigma_{ck}} = (\gamma_c/0,85)(G\gamma_G + Q\gamma_Q)$$

Taulukko 2.8 Betonijännitykset σ_c lujuuden f_{ck} ja raideliikenteen osavarmuuslukujen perusteella laskettuna. Muuttuvan kuorman suhteellinen osuus Q vaihtelee.

G %	Q %	f_{ck}/σ_{ck} -	$\sigma_{ck,G}$ MPa	$\sigma_{ck,Q}$ MPa	σ_{ck} MPa
90	10	1,87	14	2	16
50	50	2,06	7	7	15
34	66	2,14	5	9	14
13	87	2,24	2	12	13

Puristetun betonin väsymiskestävyytstarkastelu voidaan tehdä standardin SFS-EN 1992-2 liitteen NN mukaan, ks. Taulukko 2.9. Laskennan lähtöarvoina on käytetty arvoja: dynaaminen suurennuskerroin $\phi = 1,5$ ja varmuusluku $\gamma_{sd} = 1,15$. Taulukon viimeisessä sarakkeessa esitetyn lausekkeen arvon pitää olla suurempi kuin 6, jotta puristetulla betonilla katsotaan olevan riittävä väsymiskestävyys. Näin suurilla käyttötilan jännityksillä väsytyksimitoitus tulee ratkaisevaksi. Taulukossa esitetty ekvivalentin jännitysspektrin ylärajajännitys $\sigma_{cd,max,eq}$ on suurimmillaan jopa suurempi kuin väsymislujuus $f_{cd,fat} = 15,0$ MPa.

Taulukko 2.9 Standardin SFS-EN 1992-2 kohdan NN.3.2 mukaiset arvot, vrt. edellinen taulukko. Tässä $\lambda_c = 0,3$.

G %	Q %	$\sigma_{cd,min,eq}$ MPa	$\sigma_{cd,max,eq}$ MPa	$E_{cd,min,eq}$	$E_{cd,max,eq}$	R_{eq}	Lauseke NN.112
90	10	14,4	17,3	1,1	1,3	0,83	< 0
50	50	7,3	11,6	0,6	0,9	0,63	2,43
34	66	4,7	9,6	0,4	0,7	0,49	5,14
13	87	1,7	7,2	0,1	0,6	0,24	7,12

Suuremmilla λ -arvoilla ylärajajännitys $\sigma_{cd,max,eq}$ on vielä edellä esitettyä suurempi ja lausekkeen NN.112 ehto vielä mitoittavampi.

Taulukko 2.10 Betonijännitykset σ_c lujuuden f_{ck} ja tieliikenteen osavarmuuslukujen perusteella laskettuna.

G %	Q %	f_{ck}/σ_{ck} -	$\sigma_{ck,G}$ MPa	$\sigma_{ck,Q}$ MPa	σ_{ck} MPa	$\Delta\sigma_{c,FLM1}$ MPa
90	10	1,86	15	2	16	1,0
50	50	1,99	8	8	15	4,5
34	66	2,04	5	10	15	5,9
13	87	2,10	2	12	14	7,4

Betonipoikkileikkauksen suurin sallittu puristusjännitys kuormien ominaisyhdistelmällä on enintään $0,6 \cdot f_{ck}$ (Liikennevirasto 2012), tässä tapauksessa 18 MPa. Jopa hyvin pienellä muuttuvan kuorman osuudella $Q = 10$ % betonin puristusjännitys jää tätä pienemmäksi, $\sigma_{ck} = 16$ MPa. Huom.: tämän vertailulaskennan suurin epävarmuus liittyy betonijännityksen σ_{ck} laskentaan.

Väsytytkuormakaaviota FLM1 vastaava betonijännityksen vaihteluväli $\Delta\sigma_{c,FLM1}$ on arvolla $Q = 87\%$ lähes 50% betonin lujuudesta $f_{cd,fat,28vrk}$, mutta vain 33% lujuudesta $f_{ck,fat,28vrk}$.

Teräksen ja betonin väsyminen, vertailu kirjallisuustutkimushavaintoon

Väsytykskokeissa on paljastunut, että raudoitus väsyi, kun pääasiassa taivutuksesta johtuva rasitus on yli 50% rakenteen taivutuskestävyydestä eli raja-arvona on $M_{fat}/M_R = 50\%$. Edellisissä laskelmissa päädyttiin seuraaviin teräs- ja betonijännitysvaihteluväleihin tieliikenteen muuttuvan kuorman osuudella $Q = 87\%$: $\Delta\sigma_{s,FLM1} = 179$ MPa (Taulukko 2.7) ja $\Delta\sigma_{c,FLM1} = 7,4$ MPa (Taulukko 2.10). Nämä vastaavat jännitystasoa 39% mitoituslujuudesta ja $36...25\%$ ominaislujuudesta, jolloin väsytystilanteen kokonaisjännityksenkin suuruus on alle $50\% \cdot f_k$ ja väsymisen todennäköisyys täten pieni.

Tieliikenteen pyöräkuormatarkastelu

Kuormakaavion LM1 mukainen telikuorman ominaisarvo on $2 \cdot 300$ kN, minkä mukainen pyöräkuorma on $Q_{pyörä,k} = 150$ kN ja mitoituskuorma $Q_{pyörä,d} = Q_{pyörä,k} \cdot \gamma_Q = 203$ kN. Väsytytkuormakaavion FLM1 mukainen akselikuorman arvo on $0,7 \cdot Q_{ik}$ eli $Q_{pyörä,FLM1} = 0,7 \cdot 150$ kN = 105 kN. Mitoituskuorman ja väsytytkuorman suhteeksi tulee täten $Q_{pyörä,FLM1}/Q_{pyörä,d} = 52\%$.

Pääasiassa leikkausrasitetussa rakenteessa pitäisi epäyhtälön $F_{fat,max} \leq 0,4 F_{ult}$ toteutua, vrt. kohta 2.1.3.1.

Viisiakselisen ajoneuvon painon maksimi on 40 tonnia. Tästä voidaan karkeasti arvioida yhden akselin maksimipainoksi 10 t ja pyörän maksimipainoksi 5 t = 50 kN. Myös siltojen kantavuuden laskentaohjeessa (Tiehallinto 1992) on suurimmaksi akselikuormaksi määritetty 100 kN. Sysäyksen vaikutus otetaan huomioon kertomalla kunkin akselin paino sysäyskertomella ϕ , jonka suuruus määritellään jännemitan funktiona kaavan $\phi = 1,40 - 0,006 \cdot L$ mukaan (Tiehallinto 1992). Kun $L = 5,4$ m on sysäyskerroin $\phi = 1,37$ ja kuormitus pyörän kohdalla noin 70 kN. Koska kuormakaavion FLM1 mukainen pyöräkuorman arvo 105 kN on suuri verrattuna ajoneuvoasetuksen mukaisen kuormakaavion (Tiehallinto 1992) pyöräkuormiin, ei pyöräkuormien aiheuttama väsytysrasitus todennäköisesti muodosta kansirakenteen lävistymisväsymisriskiä.

Raideliikenteen akselipainotarkastelu pelkälle liikennekuormalle sysäyskerroin huomioiden

Tarkastelun lähtöarvot (Liikennevirasto 2011):

- Kuorman osavarmuusluku $\gamma = 1,45$ raideliikennekuormalle.
- Kuormakaavion tunnus LM71-35: kerroin $\alpha = 1,46$ (kaluston sallittu akselipaino on 350 kN ja akselikuorma $Q_v = 370$ kN).
- Dynaaminen suurennuskerroin (sysäyskerroin) huolellisesti kunnossapidetylle raiteelle ja määräävälle pituudelle $L_\phi = 5,4$ m on $\phi_2 = 1,5$.

Mitoitustilanne akselipainolle 350 kN \Rightarrow kerroin yhteensä $= \gamma \cdot \alpha \cdot \phi_2 = 1,45 \cdot 1,46 \cdot 1,5 = 3,18$.

Väsytyskuormituksessa arvioidaan sysäyskerroin mitoitustilannetta pienemmäksi, tässä käytetään arvoa $\phi_2 = 1,1$.

Käyttötila, akselipaino 350 kN => kerroin yhteensä = $\gamma \cdot \alpha \cdot \phi_2 = 1,0 \cdot 1,46 \cdot 1,1 = 1,61$.

Suhde käyttötila/mitoitustila = $1,61/3,18 = 0,51$.

Käyttötila, akselipaino 250 kN => kerroin yhteensä = $\gamma \cdot \alpha \cdot \phi_2 = 1,0 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 1,21$.

Suhde käyttötila 25t / mitoitustila 35t = $1,21/3,18 = 0,39$.

Käyttörajaatilassa on siis rautatiesillan rasitus pelkästään liikennekuormituksesta noin puolet mitoitustilanteen liikennekuormitusrasituksesta arvioidulla sysäyskertoimella $\phi_2 = 1,1$. Täten kirjallisuudesta löytynyt pääasiassa taivutusrasitetun rakenteen epäyhtälö raudoituksen väsymiselle $M_{rat}/M_R \leq 50 \%$ hyvin todennäköisesti pätee, koska M_R sisältää myös oman painon osuuden.

2.4 Yhteenvedo ja päätelmät

Yhteenvedo

Betonin väsyminen on hyvin monimutkainen ilmiö. Tässä tutkimuksessa asiaa on tarkasteltu kirjallisuustutkimuksen keinoin useista eri näkökulmista. TERA-tutkimusohjelman ratapölkkyosuudessa (Tampereen teknillinen yliopisto 2013) tutkittiin lisäksi kokeellisesti betonisten ratapölkkyjen väsymistä.

Väsymisilmiöön vaikuttavat jännityksen vaihteluväli, jännitysjaksojen lukumäärä, rakenneosan väsymislujuus, kuormitusnopeus ja kuormitushistoria. Väsymismitoitus perustuu jännitysvaihteluväleihin ja jännitysjaksojen lukumääriin. Seuraavissa taulukoissa esitetään kahdella eri minimijännitystasolla väsytyskuormituskokeissa miljoonalla kuormituskerralla saavutetut ja muutamissa suunnitteluohjeissa määritetyt maksimijännitystasot. Tavallisesti kuitenkin rakenteisiin kohdistuu tyypillisistä laboratoriuormituskokeiden vakiojännitysvaihteluolosuhteista oleellisesti poikkeava kuormitusten kirjo.

Taulukko 2.11 Väsytyskuormitetun betonin maksimi jännitystaso S_{max} suhteessa betonin lujuuteen f_c , kun S_{min} on hyvin pieni tai nolla. $N=1000000$.

Lähde	S_{max}
Kokeellinen tutkimus	
Holmen 1979, todennäköisyys $P=0,05$	0,64
Holmen 1979, todennäköisyys $P=0,95$	0,69
Hannover, erittäin lujat betonit, regressiosuora	0,65
Ohjeistus	
CEB/FIP mallikoodi 1990	0,5
Eurokoodi SFS-EN 1992-2 (betonirakenteet, sillat)	0,57
Plos et al 2007, tyypillinen Goodman-diagrammi	0,6
Kiina, ohjeistus (sylint. koekappal., varmuus huomioitu)	0,5
Suomen rakentamismääräyskokoelma B4, $N=\infty$, kuormaosavarmuus (pysyvä + väsyttävä) on 1,0 => $f_{cnd} =$	0,5

Taulukko 2.12 Väsytytkuormitetun betonin maksimi jännitystaso S_{max} suhteessa betonin lujuuteen f_c , kun S_{min} on $40\% \cdot S_{max}$. $N=1000000$.

Lähde	S_{max}
Kokeellinen tutkimus	
Hannover, erittäin lujat betonit, regressiosuora	0,77
Ohjeistus	
CEB/FIP mallikoodi 1990	0,68
Eurokoodi SFS-EN 1992-2 (betonirakenteet, sillat)	0,66
Plos et al 2007, tyypillinen Goodman-diagrammi	0,75
Kiina, ohjeistus (sylint. koekappal., varmuus huomioitu)	0,59
Suomen rakentamismääräyskokoelma B4, $N=\infty$, kuormaosavarmuus (pysyvä + väsyttävä) on 1,0 $\Rightarrow f_{cnd} =$	0,66

Väsytytkuormitetun teräsbetonirakenteen murtuminen yleensä tapahtuu terästangon väsymismurtona. Toinen murtotapa on betonin lohkeilu puristusvyöhykkeessä. Kuitenkin jopa ylliraudoitettut teräsbetonipalkit murtuvat väsytytkuormituksessa yleensä vetoraudoituksen katkeamisen takia. Puristuspuolella tapahtuu jännitysten uudelleenjakautumista, jonka vuoksi murto tapahtuu harvoin betonissa. Betonin väsymismurto onkin hyvin harvinainen, jos betoni on hyvässä kunnossa. Teräsbetonirakenteiden suurin ongelma väsymisen suhteen on raudoituksen väsyminen halkeamien kohdalla vetojännityskeskittymien vuoksi. Betoniteräkselle A500H, jonka myötöraja on 500 MPa, esitetään sekä eurokoodissa että Liikenneviraston ohjeissa miljoonalle kuormitusyhtäykselle väsymislujuudeksi 163 MPa, ks. Taulukko 2.13.

Taulukko 2.13 Väsytytkuormitetun betoniteräksen maksimi jännitysvaihteluväli. $N=1000000$.

Lähde	$\Delta\sigma$ [MPa]
Ohjeistus	
CEB/FIP mallikoodi 1990, luettu kuvaajalta	210
Eurokoodi SFS-EN 1992-1-1 ja Liik.vir. NCCI, ominaisarvo	163
UIC 774-1, pääteräiset, ominaisarvo	163
Betoninormi B4 2005, ominaisarvo	200
Kiina, ohjeistus, sallittu arvo	150
NCCI2, ajoneuvoliikenteen kuormakaavio FLM1, $N=\infty$	180

Liikenneviraston ohjeessa NCCI2 on yhteensä kolme erilaista rajoitusta raudoituksen väsymisen huomioimiseksi. Yhden rajoituksen mukaan väsytykskestävyys on riittävä, jos taivutusraudoituksen jännitys on korkeintaan 300 MPa ominaisyhdistelyllä.

Tarkastelluissa teräsbetoni- tai jännebetonirakenteiden väsytytkuormituskokeissa rakenne yleensä kesti väsytystä melko hyvin. Esimerkiksi teräspalkki-betonilaatta-liittorakenteen väsymiskestävyys oli 54–85 % staattisen kuormituskokeen kestävydestä ja heikoiden väsytystä kestivät joko osittaisen liittävaikutuksen koekappaleiden liittimet tai betoni liittimien lähellä.

Betoni käyttäytyy vedettynä hyvin erilaisella tavalla verrattuna materiaalin käyttäytymiseen puristettuna. Betoni on epäjatkovaa ja siihen syntyy vetojännityksen kasvaessa suuria paikallisia venymäkeskittymiä. Muissa kohdissa venymä (ja vetojännitys) ei kasva ja kuormituksen loppuvaiheessa vetojännitys pienenee. Tämän seurauksena syntyy vetohalkeaman kärkeen kuormituksen poiston jälkeen pieni puristusjännitys. Seuraavalla kuormituskerralla vetojännityksen huippuarvo on siirtynyt hieman kauemmaksi halkeaman kärjestä edelliseen kuormituskertaan verrattuna.

Eurokoodin SFS-SN 1992-1-1 halkeamaleveyden laskentausekkeet huomioivat harjaterästen koon vaikutuksen halkeamien keskinäiseen etäisyyteen ja halkeamaleveyteen. Halkeamaleveyden kannalta on edullista käyttää useita pieniä terästankoja isojen terästankojen sijasta. Halkeilu ja taipuma tyypillisesti lisääntyvät rakenteen väsymisen myötä. Ensimmäisen halkeaman muodostumisen jälkeen väsytyskuormitus vaurioittaa terästangon ja betonin välistä tartuntaa halkeaman lähetyvillä. Seurauksena ovat suuremmat halkeamaleveydet ja betonirakenteen pienemmät vetojännitykset halkeamien väleillä, mikä puolestaan johtaa etenevään rakenteen taipumaan.

Väsytyskuormitetun teräsbetonirakenteen terästangot eivät murru samanaikaisesti teräksen väsymislajuuden suuren hajonnan vuoksi. Matalan teräsännitystason ($\Delta\sigma_s \leq 200$ MPa) kokeissa rakenteen murtuminen tapahtui vasta selvästi ensimmäisen terästangon katkeamisen jälkeen. Mitä pienempi on väsytyskuormitus, sitä suurempi on rakenteen kestämiä kuormitustoistojen hajonta.

Kuivasaumatekniikalla toisiinsa yhdistettyjen koteloelementtien saumat toimivat väsytykskokeissa hyvin. Elementtisaumat olivat tyydyttävässä kunnossa kahden miljoonan kuormitus syklin jälkeen, ja vauriot saumoissa olivat merkityksettä. Myös sillan jäykkyyden ja punosjännitysten pieneneminen oli vähäistä.

Muutaman yhdysvaltalaisen 1950- ja 1960-lukujen teräsbetonisen laattapalkkisillan hakaraudoituksen venymiä ja halkeamien avautumista seurattiin normaalin liikennekuormituksen aikana sekä testirekka-autojen avulla. Kaikki instrumentoidut vinohalkeamat levenivät testirekan painon rasittamina. Liikennekuormituksesta pääkannattajien hakateräksiin syntyi suurimmillaan kuitenkin vain 83 MPa vetojännitys. Liikennekuormitustuloksista määritettiin hakaterästen ekvivalentti jännitysvaihtelu 14 MPa. Analyysin perusteella hakaterästen väsymismurtoa pidettiin epätodennäköisenä. Tutkimusohjelmaan kuului myös vanhojen valmistuspiirustusten mukaisten uusien siltapalkkien väsytyskuormitus laboratoriossa. Näissä testeissä havaittiin, että halkeamaleveysvaihtelu kasvoi rakenteen väsytyskuormituksen edetessä, vaikka teräsväsymävaihtelu ei merkittävästi kasvanut. Halkeamaleveyden kasvu johtui tartunnan heikkenemisestä hakateräksen ja betonin välillä. Väsymisestä johtuva halkeamaleveyden kasvu saattaa siltarakenteessa johtaa terästen korroosioon halkeamien kohdalla, mikä puolestaan saattaa johtaa käyttöiän pienenemiseen. Tartunnan väsymisestä johtuva halkeamaleveyden kasvaminen johtaa lisäksi kuormituskestävyyden pienenemiseen, sillä yksi palkin leikkauskestävyyttä lisäävä tekijä on vinohalkeamassa vaikuttava halkeaman suuntainen voimakomponentti (vrt. betoninormeihin tai NCCI2:en perustuva mitoitus tapa).

Tartuntajänteellisten jännitettyjen betonipalkkien väsymislujuus on melko korkea, koska kuormitustoistojen aiheuttama liukuma jännepunosten ja betonin välillä on pieni. Tästä johtuen punosten hankautuminen ja kuluminen betonissa on pientä. Lisäksi betoni säilyy halkeilemattomana ja, koska halkeilua ei esiinny, ei betonissa myöskään synny merkittäviä jännityskeskittymiä.

Teräsbetonirakenteen kelpoisuusarviointi voidaan tehdä seuraavan havainnon perusteella: väsytykskokeissa on paljastunut, että raudoitus väsyi, kun pääasiassa taivutuksesta johtuva rasitus on yli 50 % rakenteen taivutuskestävyydestä ja leikkausvoimista johtuva rasitus on yli 40 % rakenteen leikkauskestävyydestä.

Murtumismekaniikan keinoin analysoitavia tyypillisiä haurasmurtotilanteita betonirakenteissa ovat vinohalkeilu (taivutus-leikkaus), lävistys, vääntö, suoran terästangon ulosveto ja ankkurikappaleen ulosveto. Murtumismekaniikan soveltamisessa teräsbetonirakenteiden analysointiin on selvinnyt muun muassa, että rakenteen koolla on merkitystä rakenteen kestävyysasteeseen. Suuri palkki käyttäytyy eri tavalla kuin täysin samanmuotoinen pienempi palkki. Betonirakenteiden suunnittelunormit eivät yleensä huomioi rakenteen koon vaikutusta maksimikuormaan, muodonmuutoksiin ja energian absorptiokykyyn. Tällöin todellinen varmuus eri rakenteilla ja kuormituksilla vaihtelee suuresti.

Päätelmät

Kantavan taivutusrasitetun teräsbetonirakenteen ja jännitetyn betonirakenteen väsytysmurto tapahtuu normaalisti raudoituksen murtumisena. Betoni kestää väsytyskuormitusta erittäin hyvin. Betoni murtuu yleensä vain, jos se on jo valmiiksi jostakin muusta syystä vaurioitunut.

Jos betonirakenne, esimerkiksi teräsbetonilaatta, on raudoitettu useilla terästangoilla, se toimii luotettavammin kuin muutamalla terästangolla raudoitettu rakenne. Yhden tangon katkeaminen ei tällöin johda koko rakenteen väsytysmurtoon ja lisääntyvästä taipumasta ja halkeilusta voi havaita tulevan väsytysmurron.

Raudoituksen väsymisen estämiseksi on oleellista rajoittaa väsytyskuormituksen aiheuttamaa jännitysvaihtelua. Betoniradoituksen väsymistä on testattu kokeellisesti ja jännitysvaihteluille on annettu useissa suunnittelunormeissa raja-arvoja. Oleellista on käyttää väsytyskuormana mahdollisimman hyvin todellista toistuvaa kuormitusta vastaavaa kuormaa.

Jännitetyn rakenteen väsyminen on hyvin hidasta, jos poikkileikkauksen vähemmän rasitetulla reunalla ei käyttötilan kuormilla synny vetojännitystä tai vetojännitys jää pieneksi. On siis tärkeää huolehtia riittävästä esijännityksestä pitkän ajan tilanteessa.

Väsytyskuormitetun liittorakenteen vaarnat pitää mitoittaa täydelle liittovaikutukselle osittaisen liittovaikutuksen sijasta.

Väsytyskuormitetun sillan voi rakentaa myös elementtirakenteisena.

Teräsbetoni laatat murtuivat kuormituskokeissa auton renkaan laajuisen liikkuvan kuorman vaikutuksesta pienemmällä syklimäärällä kuin paikallaan pysyvän kuorman vaikutuksesta. Saavutetut lävistysmurtokuormat olivat kuitenkin suuria verrattuna nykyisiin suomalaisiin pistekuormien mitoitusarvoihin.

Hitsattuja betoniterästankoja, mekaanisesti yhdistettyjä terästankoja tai pienellä kaarevuussäteellä taivutettuja terästankoja voidaan pitää väsymisherkkänä raudoituksena. Terästankojen väsyminen on myös todennäköistä, jos rauditus ruostuu esimerkiksi pistekorroosiona.

Betonirakenteen murtumismekaniikassa (fracture mechanics) tutkitaan vetorasitettua betonia ja vetojännityksen lisääntyessä ilmiöitä halkeaman kohdalla ja varsinkin halkeaman kärjen ympärillä. Kun vedetyn kappaleen piteneminen etenee hitaasti, ei vedetty betoni murru heti maksimivetojännityksen jälkeen vaan epälineaarisen käyttäytymisen vuoksi venymät keskittyvät ja kokonaisjännitykset pienenevät selvästi. Epälineaarinen käyttäytyminen korostuu toistokuormituskokeissa.

2.5 Lähteet

Arockiasamy M., Reddy D. V., Sivakumar M. & Shahawy M. 2008. Fatigue Loading and Temperature Distribution in Single Cell Segmental Box Bridges. Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 13, No. 3, August 1, 2008.

Bazant Z. P., Cedolin L., Mihashi H., Pijaudier-Cabot G. & Rokugo K. 1991. Fracture mechanics. Workshop: Finite element analysis of reinforced concrete structures II. Edited by J. Isenberg.

BS5400. 1980. Steel, concrete and composite bridges - Part 10: Code of practice for fatigue.

EuroLightCon. 2000. Fatigue of normal weight concrete and lightweight concrete. Economic Design and Construction with Light Weight Aggregate Concrete. European Union – Brite EuRam III. Document BE96-3942/R34.

FIB. 1999. Structural Concrete - Textbook on Behaviour, Design and Performance. Bulletin No. 1...3. (Bulletin 1: ISBN 978-2-88394-041-3).

Harajli M. H. & Naaman A. E. 1985. Static and fatigue tests on partially prestressed beams. Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No. 7.

Higgins Christopher, Farrow William C., Nicholas Brian S. & Potisu Tanarat. 2006. High-Cycle Fatigue of Diagonally Cracked Reinforced Concrete Bridge Girders: Field Tests. Journal of Bridge Engineering, Vol. 11, No. 6.

Higgins Christopher, Lee Ae-Young, Potisuk Tanarat & Forrest Richard W. B. 2007. High-Cycle Fatigue of Diagonally Cracked RC Bridge Girders: Laboratory Tests. Journal of Bridge Engineering, Vol. 12, No. 2.

Holmen, J.O. 1979. Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Bulletin No 79-1, Division of Concrete Structures, NTH – Trondheim.

Jinawath P. 1974. Cumulative fatigue damage of plain concrete in compression. PhD Thesis, University of Leeds.

Lahdensivu Jukka. Tampereen teknillinen yliopisto. Haastattelu 24.9.2012.

Li Lungui, Ma Zhongguo John, & Oesterle Ralph G. 2010. Improved Longitudinal Joint Details in Decked Bulb Tees for Accelerated Bridge Construction: Fatigue Evaluation. *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 15, No. 5.

Liikennevirasto 2011. Eurokoodin soveltamisohje. Siltojen kuormat ja suunnittelupe-rusteet – NCCI 1. Liikenneviraston ohjeita 20/2011. ISBN 978-952-255-733-9. Helsinki 22.12.2011. www.liikennevirasto.fi

Liikennevirasto. 2012. Eurokoodin soveltamisohje. Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI 2. Liikenneviraston ohjeita 13/2012. ISBN 78-952-255-157-3. Helsinki 21.6.2012. www.liikennevirasto.fi

Lindberg Ralf. 2010. Opintojakso RTEK-3230 Jännitetyt betonirakenteet. Luento-moniste. Tampereen teknillinen yliopisto.

Lindberg R. & Kerokoski O. 2011. Opintojakso RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet. Luen-tomoniste, syksy 2011. Tampereen teknillinen yliopisto.

Lohaus Ludger, Wefer Maik & Oneschkow Nadja. 2011. Ermüdungsbemessungsmodell für normal-, hoch- und ultrahochfeste Betone. *Beton- und Stahlbetonbau* 106, Heft 12. Sivut 836- 846.

Muller John F. & Dux Peter F. 1994. Fatigue of prestressed concrete beams with in-cluded strands. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 4.

Naaman A. E. & Founas M. 1991. Partially prestressed beams under random-amplitude fatigue loading. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 12.

Oh Byung Hwan & Kim Se Hoon. 2007. Realistic Models for Local Bond Stress-Slip of Reinforced Concrete under Repeated Loading. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 2.

Plos M., Lundgren K., Rempling R., Gylltoft K., Cervenka J., Thelandersson S., Elfgren L., Herwig A., Brühwiler E., Rosell E., Gillesén C. Linear Analysis and Remaining Fa-tigue Life of Reinforced Concrete Bridges. Sustainable Bridges. Background docu-ment D4.5. European Commission, 6th Framework Programme. 2007.

Robinson A M, Kapoor A. 2009. Fatigue in railway infrastructure. ISBN 185573740X. 128 pages.

Ryynänen Markus. 2009. Betonisiltojen murtorajatila / väsytyt. A-Insinöörit Oy. Silta-eurokoodien koulutus - betonirakenteet ja geosuunnittelu. TKK, Espoo 2.-3.12.2009.

SFS-EN 1991-2. 2009. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikenne-kuormat

SFS-EN 1992-1-1. 2007. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

SFS-EN 1992-2. 2005. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 2: Betonisillat.

Subramaniam Kolluru V, Popovics John S. & Shah Surendra P. 2002. Fatigue Fracture of Concrete Subjected to Biaxial Stresses in the Tensile C –T Region. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 128, No. 6, June 1, 2002.

Suthiwarapirak Peerapong & Matsumoto Takashi. 2006. Fatigue Analysis of RC Slabs and Repaired RC Slabs Based on Crack Bridging Degradation Concept. Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 6.

Tampereen teknillinen yliopisto (Kerokoski O., Rantala T. & Nurmikolu A.). 2013. Betoniratapölkyn toiminta ja vaurioitumismekanismit, osa 2.

Thun Håkan, Elfgren Lennart ja Ohlsson Ulf 2001. Concrete fatigue capacity. A study of deformations at tensile forces. Osa "Paper C" Håkan Thunin lisensiaatintyössä "Evaluation of concrete structures". Luleå university of technology.

Thun Håkan 2006. Assessment of Fatigue Resistance and Strength in Existing Concrete Structures. Doctoral thesis 2006:65. Luleå university of technology. ISBN: 978-91-85685-03-5.

Tiehallinto 1992. Siltojen kantavuuden laskentaohje. Siltayksikkö, Helsinki. ISBN 951-47-6859-0

Tiehallinto. 2006. Betonirakenneohjeet. Tiehallinto, siltatekniikka. TIEH 2100037-06. Helsinki.

Tiehallinto 2007. Siltojen korjaus. SILKO 1.201. Betonirakenteet, betoni sillankorjausmateriaalina, yleiset laatuvaatimukset. Tiehallinto, siltatekniikka. TIEH 2230095.

UIC 774-1 R 2005. Recommendations for the fatigue design of railway bridges in reinforced and prestressed concrete. International union of railways. 3. edition.

Yen J. Y. R., Lin Yiching & Lae M. T. 1997. Composite beams subjected to static and fatigue loads. Journal of Structural Engineering, Vol. 123. No.6.

Ympäristöministeriö. 2005. B4 Betonirakenteet - Ohjeet 2005. Antopäivä 15.04.2004.

Xiao Shiyun, Li Hongnan & Monteiro Paulo J. M. 2011. Influence of strain rates and loading histories on the compressive damage behaviour of concrete. Magazine of Concrete Research, Volume 63 Issue 12. Thomas Telford Ltd. Sivut 915–926.

Zhan Xuefang. 2010. Fatigue of Concrete Railway Bridge. Tutkimusraportti. Sähköposti 16.4.2010.

3 Betonin kunnon selvitys

3.1 Johdanto

Säälle alttiissa betonirakenteissa voi erilaisten olosuhdetekijöiden vaikutuksesta tapahtua muutoksia rakenteen alkuperäiseen tilanteeseen nähden, jotka heikentävät rakenteen ominaisuuksia ja aiheuttavat siten eriasteista korjaustarvetta. Rakenteen kunnossapidon kannalta on oleellista selvittää, mitkä eri vauriotavat voivat vaikuttaa missäkin rakenteessa. Vauriotapoihin liittyviä ominaisuuksia mittaamalla saadaan tietoa vaurioitumisen nykytilasta ja etenemisestä tulevaisuudessa. Näin voidaan arvioida rakenteen jäljellä olevaa käyttöikää.

Suokannan rautatiesillasta erotetuille siltalohkoille tehtiin Elinkaaritekniikan tutkimusryhmän toimesta koekuormituksia täydentäviä, sillan rapautumista ja pitkäaikaisominaisuuksia mittaavia kokeita. Betoninäytteiden kokeet tehtiin Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen laboratoriossa. Kokeiden tarkoituksena oli selvittää saadaanko kyseisillä menetelmillä riittävää lähtötietoa tämän tyyppisten siltojen kantavuuden arviointia varten ja ovatko menetelmät tähän tarkoitukseen luotettavia.

Kirjallisuusosan tarkoitus on paitsi esittää perusteet käytetyille tutkimusmenetelmille myös arvioida kuinka yleisiä kokeissa havaitut ilmiöt ovat silloissa.

3.2 Siltarakenteen kunnonselvityksen taustat

3.2.1 Vaurioitumiseen johtavat tekijät

Betonirakenteiden vaurioituminen voi tapahtua mekaanisista, lämpömekaanisista, kemiallisista, elektromagneettisista tai biologisista rasitustekijöistä johtuen. Rasitustekijöiden painottuminen riippuu rakenteen käyttötarkoituksesta ja -ympäristöstä. [ISO 15686-1:2011].

Rakenteiden ikääntyessä tapahtuva vaurioituminen johtuu pääosin ilmaston aiheuttamasta säärasituksesta, joka saa aikaan materiaalien turmeltumisen. Turmeltuminen voi olla haitallisen nopeaa, jos käytetyt materiaalit tai työnsuoritus ovat olleet heikolaatuisia tai rakenneratkaisut virheellisiä tai huonosti toimivia. Näin ollen rakenteen vaurioitumiseen johtaa sään, materiaalien ja rakenteen ominaisuuksien yhteisvaikutus. Säärasitus käynnistää useita rinnakkaisia turmeltumisilmiöitä, jolloin rakenteen vaurioituminen tapahtuu yleensä useiden turmeltumisilmiöiden yhteisvaikutuksesta. Turmeltumisilmiöt ovat alkuvaiheessa hitaasti eteneviä, mutta vaurioiden edetessä turmeltumisnopeus yleensä kiihtyy. Seuraavissa luvuissa käsitellään eri turmeltumisilmiöihin liittyviä asioita.

3.2.2 Raudoitteiden korroosio

Betonissa olevat raudoitteet ovat yleensä hyvin korroosiolta suojassa, koska betonin korkean alkalisuuden ansiosta terästen pinnalle muodostuu ns. passiivikalvo, joka estää korroosion. Korroosiosuojaus on virheettömässä rakenteessa hyvin pysyvä, koska passiivikalvo on itseään jatkuvasti korjaava ja terästä suojaava betonikerros

hidastaa tiiviydellään ja yhtenäisyydellään erilaisten korroosiota aiheuttavien aineiden (hapot, kloridit, sulfaatit) pääsyä raudoitteiden pinnalle. Korroosio saattaa kuitenkin käynnistyä, jos suojabetonin tiiviys ja/tai paksuus ovat puutteellisia. [Bakker, 1988]

Teräksen passiivisuuteen perustuva korroosiosuoja voidaan menettää ja korroosio voi käynnistyä joko raudoitteita suojaavan betonin karbonatisoitumisen tai kloridien vaikutuksesta. Betonin halkeilu voi lisätä em. tekijöiden haittavaikutusta. [Parrott, 1987]

Korroosion käynnistyttyä teräksen pinnasta alkaa liueta metallia, joka muuttuu ruosteeksi. Tämän seurauksena raudoitteiden poikkipinta-ala pienenee, mikä saattaa heikentää rakenteiden lujuutta ja kantavuutta. Käytännössä heikkeneminen tapahtuu kuitenkin yleensä hyvin hitaasti.

3.2.2.1 *Karbonatisoituminen*

Ilman hiilidioksidin reaktiota betonin alkalisten yhdisteiden kanssa kutsutaan karbonatisoitumiseksi. Karbonatisoitumisen seurauksena betonin huokosveden pH alenee tasolta 13–14 noin tasolle 8 [Neville, 1995], eli betonin pH neutraloituu. Yleensä betoni myös hieman lujittuu karbonatisoitumisen yhteydessä [Grantham, 2011]. Betonin karbonatisoitumista kuvaava pääasiallinen tapahtuma on betonin sisältämän alkalisen kalsiumhydroksidin ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) reaktio happaman hiilidioksidin (CO_2) kanssa, jolloin syntyy neutraalia kalsiumkarbonaattia (CaCO_3). Reaktio voidaan esittää yksinkertaistettuna muodossa [Bakker, 1988]:



Karbonatisoituminen alkaa betonin pinnasta ja etenee rintamana hitaasti syvemmälle betoniin. Karbonatisoituminen on suhteellisen hidasta, koska hiilidioksidin tunkeutuminen betonin huokosverkostoon on hidasta, karbonatisoituvaa ainesta ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) on runsaasti ja koska ilman CO_2 -pitoisuus on alhainen, noin 0,04 - 0,1 tilavuus-%. Karbonatisoitumisen etenemisnopeus riippuu pääasiassa seuraavista tekijöistä [Tuutti, 1982; Bakker, 1988]:

- betonin ja mahdollisen pinnoitteen tiiviyydestä, joka hidastaa hiilidioksidin tunkeutumista betoniin, (tämä riippuu myös betonin kosteuspitoisuudesta),
- ympäröivän ilman hiilidioksidipitoisuudesta ja
- karbonatisoituvan aineen määrästä (lähinnä betonin sementtimäärästä).

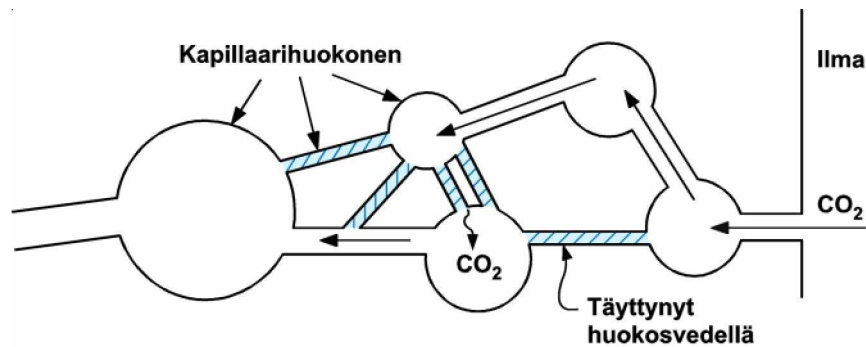


Kuva 3.1. Karbonatisoitumisen eteneminen voidaan todeta pH-indikaattori-liuoksella esim. halkaistun poranäytteen pinnalta. Kuvassa fenoliftaleiini on värjännyt vielä alkalisen betonin punaiseksi ja karbonatisoitunut betoni on värjäytymätöntä.

Betonin tiiveyteen hiilidioksidin tunkeutumista vastaan vaikuttavat betonin huokoisuus ja kosteuspitoisuus. [Parrott, 1987] Lisäksi karbonatisoituvan aineen määrän (sementtimäärän) kasvu betonissa hidastaa karbonatisoitumista. Vanhojen, karkeasta sementtilaadusta valmistettujen betonirakenteiden karbonatisoitumisen on käytännön kokeissa havaittu olevan hidasta. Sementin määrä on näissä rakenteissa ollut nykyistä suurempi ja hydrataatioaste melko alhainen. Betonin huokoisuuteen vaikuttavat pääasiassa betonin vesisementtisuhde ja sementin hydrataatioaste. Vesisementtisuhteen alentuessa ja samalla betonin puristuslujuuden yleensä kasvaessa myös huokoisuus vähenee ja tiiviys kasvaa voimakkaasti [Neville, 1995].

Betonin karbonatisoituminen tapahtuu rakenteen pinnalta alkaen. Tästä syystä pinnan tiiveydellä on suuri merkitys. Pinnan tiiveyteen vaikuttavat mm. käytettyjen muottien imukyky sekä erityisesti betonin huolellinen jälkihoito niillä pinnoilla, jotka eivät ole muottipintoja. Halkeamat ja puutteellisesti tiivistyneet kohdat voivat nopeuttaa hiilidioksidin tunkeutumista huomattavasti.

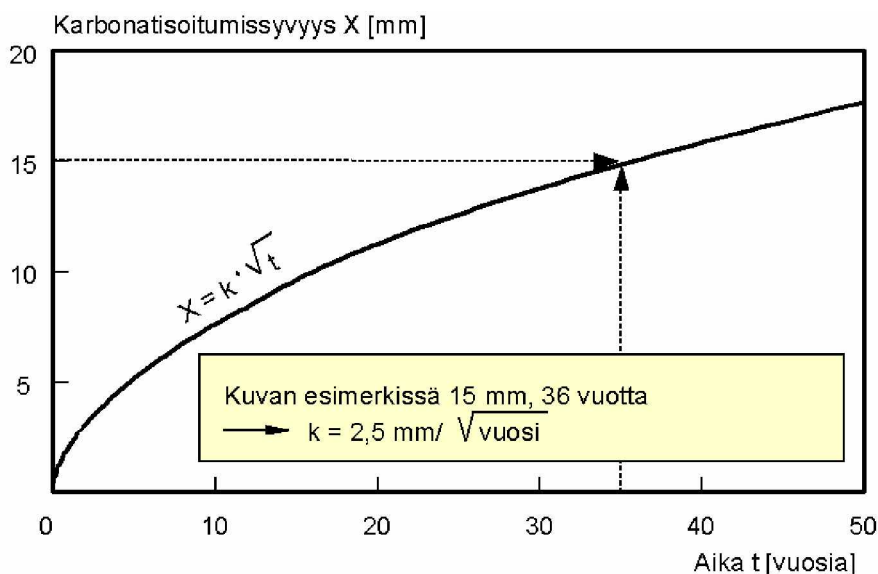
Betonin kosteuspitoisuus vaikuttaa siten, että betonin huokosten täyttyminen vedellä vaikeuttaa hiilidioksidin samanaikaista tunkeutumista betoniin [Bakker, 1988; Parrott, 1987] (kuva 3.2). Tästä syystä sateelta suojatut, ilman kanssa kosketuksissa olevat pinnat karbonatisoituvat noin kolmanneksen nopeammin kuin keskimääräisessä saderasituksessa olevat pinnat. Vastaavasti voimakkaalle sateelle altistuvat pinnat karbonatisoituvat keskimääräistä hitaammin.



Kuva 3.2. Betonin huokosten vesitäytteisyyden vaikutus hiilidioksidin tunkeutumiseen.

Karbonatisoitumisnopeuksien hajonta rakenteen pinnalla on suurta. Tämä tarkoittaa, että saman rakenteen eri kohdista mitattaessa saadaan tulokseksi erilaisia karbonatisoitumissyvyysiksi. Rakenteen ilmansuunnalla ei ole merkittävää vaikutusta karbonatisoitumisen nopeuteen.

Karbonatisoituminen etenee betoniin hidastuvalla nopeudella, koska hiilidioksidin tunkeutuminen betoniin vaikeutuu karbonatisoitumisrintaman siirtyessä yhä syvemmälle betoniin. Karbonatisoitumisen etenemistä kuvataan yleensä ns. neliöjuurimallilla $x = k\sqrt{t}$, jossa x on karbonatisoitumissyvyys, k karbonatisoitumiskerroin ja t aika (kuva 4.3).



Kuva 3.3. Betonin karbonatisoitumisrintaman eteneminen neliöjuurimallin mukaan tavanomaisessa julkisivubetonissa.

3.2.2.2 Kloridit

Raudoitteiden passiivisuuteen perustuva korroosiosuojaus voidaan menettää myös, jos teräksen pinnalle pääsee haitallisessa määrin klorideja [Neville 1995]. Kloridit voivat jo hyvin pieninä pitoisuuksina aiheuttaa suojaavan passiivikalvon tuhoutumisen, jolloin raudoitteiden korroosio voi käynnistyä alkalisessakin (karbonatisoitumattomassa) betonissa. Raudoitteiden korroosion kannalta haitallisena kloridipitoisuutena pidetään noin 0,07 p-% betonin painosta [Äijälä, 2012a]. Kuntotutkimuksen

ohjeistuksessa kloridipitoisuutta 0,03–0,07 p-% betonin painosta pidetään kriittisenä [BY 42 Betonijulkisivun kuntotutkimus, 2002]. Haitallinen kloridipitoisuus riippuu kuitenkin lukuisista tekijöistä, joten esitetty kynnysarvo ei ole täysin yksikäsitteinen. Kirjallisuudessa raja-arvoja on annettu osuutena sekä betonin että sementin painosta. Annetut raja-arvot vaihtelevat 0,17–2,5 % sementin painosta [Taylor et al., 1999] tai 0,39–1,16 % sementin painosta [Alonso et al., 2000] betonin sideaineesta, huokoisuudesta, pH:sta tai kosteuspitoisuudesta riippuen. [Lahdensivu, 2012]

Klorideja voi tunkeutua kovettuneeseen betoniin, mikäli betonipinta altistuu ulkoiselle kloridirasitukselle esim. liukkaudentorjunta- tai pölynsidontasuolojen tai merivesiroiskeiden vaikutuksesta. On myös mahdollista, että betonimassaan on valmistuksen yhteydessä sekoitettu klorideja nopeuttamaan betonin kovettumista. Kiihdyttimenä käytetyn suolan tapauksessa korroosion kynnysarvo on matalampi kuin tunkeutuvan kloridin tapauksessa [Grantham, 2012], ja sekoitetun suolan määrä on yleensä moninkertainen kynnysarvoon verrattuna. Suomessa klorideja esiintyy yleisimmin maantiesiltojen rakenteissa liukkaudentorjuntasuolojen käytön vaikutuksesta.

Betoniterästen kloridikorroosiolle on ominaista, että korroosio tapahtuu pistemäisesti hyvin voimakkaana [Treadaway, 1988]. Koska kloridikorroosiossa syntyvät korroosiotuotteet ovat liukoisempia betonin huokosveteen kuin karbonatisoitumisesta johtuvassa korroosiossa syntyvät korroosiotuotteet, korroosio voi edetä pitkälle ennen kuin korroosiota voi silmämääräisesti havaita päällepäin [Page, 1988]. Lisäksi korroosio voi tapahtua normaalia alemmassa kosteuspitoisuudessa, koska kloridit ovat hygroskooppisia. [Pentti et al. 1998]. Kloridikorroosio etenee myös pakkasessa, koska huokosveteen liuenneet suolat alentavat veden jäätymispistettä. Samasta syystä johtuen kloridien olemassaolo kiihdyttää myös betonirakenteen pakkasrapautumista.

Karbonatisoituminen vapauttaa kloridipitoisessa betonissa sementtikiveen sitoutunutta kloridia huokosveteen, minkä johdosta kloridipitoisen betonin karbonatisoituminen kiihdyttää kloridikorroosiota merkittävästi.

3.2.2.3 *Aktiivinen korroosio ja korroosionopeus*

Teräksen korroosion nopeuteen karbonatisoituneessa ja/tai kloridipitoisessa betonissa vaikuttavat pääasiassa seuraavat tekijät:

- betonin kosteuspitoisuus, joka vaikuttaa elektrolyytin määrään ja hapen saantiin
- lämpötila
- betonin kloridipitoisuus.

Huokosverkoston suhteellisen kosteuden lisääntyessä betonin sähkönjohtavuus kasvaa huomattavasti. Huokosverkoston täyttyminen vedellä toisaalta myös vähentää hapen diffuusiota rakenteeseen. Karbonatisoitumisen käynnistämä teräksen korroosion katsotaan yleisesti alkavan, kun suhteellinen kosteus betonissa ylittää 65–70 %. Korroosionopeus kasvaa merkittävästi suhteellisen kosteuden noustessa yli 80–85 % tason [Tuutti, 1982]. Kloridien aiheuttama korroosio alkaa jo alemmilla kosteuspitoisuuksilla ja on usein selkeästi nopeampaa kuin karbonatisoitumisen käynnistämä korroosio. Käytännössä ulko-olosuhteille alttiissa betonirakenteissa kosteuspitoisuuden on havaittu olevan lähes jatkuvasti korroosiolle riittävän korkea.

Aktiivinen korroosiovaihe voi kestää useita vuosia sen jälkeen, kun teräksen pinnassa oleva passiivikalvo on rikkoutunut joko betonin karbonatisoitumisen tai kloridien vaikutuksesta. Korroosionopeus kasvaa merkittävästi betonin suhteellisen kosteuden noustessa yli 80 %. Näin sateelle alttiissa pinnoissa aktiivinen korroosio etenee nopeammin kuin sateelta suojatuissa pinnoissa.



Kuva 3.4. Korroosioprosessin vaiheet. Betonin karbonatisoitumisvaiheen aikana rakenteeseen ei synny vaurioita. Rakenteen vaurioituminen alkaa aktiivisen korroosiovaiheen aikana. Rakenteen käyttöikä päättyy silloin, kun se korjataan joko teknisten tai ulkonäöllisten syiden vuoksi. [Tuutti, 1982]

3.2.2.4 Halkeamien vaikutus

Betonin halkeilu vaikuttaa raudotteiden korroosiorisktiin, koska halkeamat lisäävät betonin läpäisevyyttä. Korroosion kannalta haitalliset aineet (hiilidioksidi, kloridit, sulfaatit, vesi) voivat tunkeutua halkeamien kautta helposti syvälle betoniin, mahdollisesti suoraan raudoitteen pinnalle. Halkeamien haitallisuus korroosion kannalta riippuu halkeamien leveydestä ja niiden ulottumasta rakenteeseen sekä rakenteen rasitusoloista (kosteus, kloridit). Karbonatisoitumisesta johtuvan korroosion tapauksessa haitattomana pysyvän halkeaman enimmäisleveytenä pidetään 0,30 mm ja kloridikorroosion tapauksessa 0,10 mm. [Tuutti, 1982; Bakker, 1988]

3.2.3 Betonin rapautuminen

Betonin rapautumiseksi kutsutaan vaurioitumista, jossa betonin rakenteeseen syntyy säröjä ja halkeamia säärasituksen seurauksena. Rapautuminen johtaa edetessään lopulta betonin lujuuden ja koossapysyvyyden menetykseen.

Betonirakenteissa rapautumista voi tapahtua seuraavien rapautumislmiöiden vaikutuksesta:

- pakkasrapautuminen
- ettringiittireaktio ja
- alkalikiviainesreaktio.

Suomen olosuhteissa ja suomalaisissa betonisiltojen rakenteissa kansilaatan yläpinnan vauriot ovat yleisiä. Yllä mainittuja rapautumisilmiöitä esiintyy sekä erikseen että yhdistelminä. Suolarasitetussa sillassa rapautuminen on nopeampaa kuin suolaamattomassa sillassa. Rapautumisen kannalta keskeisin on kosteusrasitus sekä kohdat, joihin kloridipitoinen lumi pääsee kinostumaan, kuten siipimuurit sekä risteyssiltojen välitukipilarit. [Äijälä, 2012b]. Eri rapautumisilmiöiden aiheuttamat näkyvät vauriot ovat hyvin samankaltaisia, joten rapautumisen syyn tarkempi selvittäminen edellyttää laboratoriotutkimuksia.

3.2.3.1 *Pakkasrapautuminen*

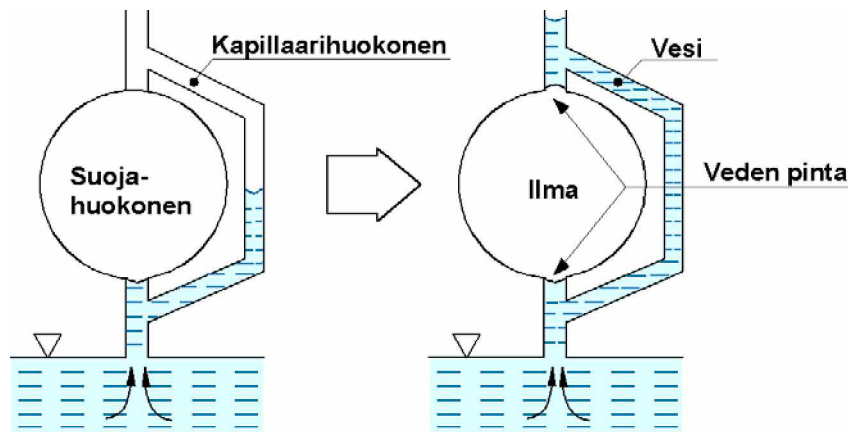
Pakkasrapautuminen aiheutuu betonin huokosverkostossa olevan veden jäätmislaajenemisen aiheuttamasta hydraulisesta paineesta. Vapaa vesi laajenee jäätyessään noin 9 tilavuusprosenttia. Vesi ei käyttäydy huokoisen materiaalin huokosrakenteessa samalla tavalla kuin ns. vapaa vesi, vaan materiaalin sisältämät eri kokoluokan huokokset vaikuttavat oleellisesti siihen, miten vesi materiaalin sisällä käyttäytyy mm. toistuvassa jäätymisessä ja sulamisessa. Tämä johtuu siitä, että lämpötilavaihteluihin liittyvät veden fysikaaliset ja kemialliset ilmiöt ovat suhteessa veden pintakemialliseen ja -fysikaaliseen käyttäytymiseen erilaisissa huokosissa. Huokoisen materiaalin pakkasvaurioitumiselle on esitetty kirjallisuudessa yli 15 erilaista teoreettista mallia tai selitystä [Kuosa, 1998], joista useimmat on kehitetty betonille. Useat kehitetyt teoriat ja mallit ovat toisiaan tukevia ja täydentäviä.

Edellä esitetty yleinen malli veden jäätyksen laajenemisesta ei ota huomioon kaikkia veden jäätyessä tapahtuvia ilmiöitä, kuten jäätyksen aiheuttamaa veden siirtymistä huokosverkostoon. Tämän lisäksi huokosrakenteessa oleva vesi ei jäädy heti lämpötilan laskettua nollan alapuolelle, vaan jäätyminen tapahtuu ensin suuremmissa gravitaatio- ja kapillaarihuokosissa. Pienempien, adsorptiohuokosten, vesi alkaa jäätymään vasta likimain -15 - -20 °C lämpötilassa.

Tunnetuin pakkasvaurioitumisteoria lienee Powersin vuonna 1949 julkaisema hydraulisen paineen teoria. Teorian mukaan vaurioitumisen katsotaan tapahtuvan, kun vesi jäätyessään laajenee ja aiheuttaa hydraulisen paineen huokoisen materiaalin huokosrakenteessa. Paine syntyy, kun veden täyttämän kapillaarihuokosen vedestä osa jäätyy ja laajenee samanaikaisesti jäätyttömän veden puristuessa huokosesta pois. Veden siirtyminen aiheuttaa materiaaliin paikallisia sisäisiä jännityksiä, jolloin materiaalin lujuus voi ylittyä ja syntyä säröilyä. [Powers, 1949]

Pakkasväröilyn syntyminen voidaan estää ns. lisähuokoistuksella, joka tarkoittaa, että betonimassaan voidaan valmistusvaiheessa muodostaa suhteellisen suurikokoisia ns. suojahuokosia (ks. kuva 3.5) jotka pysyvät kaikissa olosuhteissa ilmatäytteisinä ja joihin veden jäätyksen aiheuttama paine voi purkautua aiheuttamatta vaurioita. Tällaista lisähuokoistettua betonia kutsutaan pakkasenkestäväksi betoniksi, joka kestää toistuvaa jäätymistä ja sulamista vaurioitumatta. [Neville, 1995]

Pakkasenkestävyyden kannalta riittävän tiheä suojahuokostus saadaan aikaan käyttämällä betonin valmistuksen yhteydessä lisähuokostusainetta. Suuruusluokaltaan noin 10 µm suurempia huokosia voidaan pitää pakkasenkestävyyden kannalta hyödyllisinä [Pentti et al. 1998]. Käytännössä keskimääräinen suojahuokosten halkaisija on suuruusluokkaa 150–300 µm. Suojahuokosten toimivuuden kannalta niitä tulee olla riittävän tiheästi, jolloin niiden keskinäinen maksimivälimatka on noin 500 µm. [Neville, 1995; Pigeon ja Pleau, 1995]



Kuva 3.5. Suojahuokosten periaate veteen kosketuksessa olevassa betonissa.

On syytä huomata, että edellä kuvattujen pakkasvaurioiden syntyyn ei riitä pelkästään se, että betoni ei ole (normien mukaan) pakkasenkestävää. Tämän lisäksi pakkasrasitustason (kosteusrasituksen) on oltava riittävän korkea sekä rakenteen sellainen, että kosteusrasitus saa aikaan betonin korkean kosteuspitoisuuden jäätymistilanteessa.

Betonirakenteissa lisähuokostus on otettu käyttöön vasta 1970-luvun lopussa. Tätä aiemmin valmistetuissa ns. ei-pakkasenkestävissä betoneissa betonin pakkasenkestävyyteen vaikuttaa erityisesti vesisementtisuhde. Alhainen vesisementtisuhde saa aikaan betonin suuremman lujuuden ja tiivyyden, jotka pienentävät veden imeytymisnopeutta betoniin sekä alentavat jäätyvän veden kokonaismäärää. Vanhat pakkasta kestävämmät betonirakenteet ovat monissa tapauksissa kestäneet sen pakkasrasituksen, jolle ne ovat altistuneet, kun betonin laatu on ollut riittävän hyvä.

Siltarakenteissa betonin pakkasenkestävyysvaatimus on 1990-luvulta lähtien esitetty P-lukuna, eli pakkasenkestävyyslukuna. [Tiehallinto, 2008; Äijälä, 2012b]. Pakkaskestävyyteen vaikuttavat betonin materiaaliominaisuudet vesi-sideainesuhde, sideaineen laatu sekä ilmahuokosten määrä ja jakautuma. P-luku voidaan määrittää tuoreen betonin ominaisuuksista laskennallisesti tai kokeellisesti. P-luku lasketaan seuraavasti: [Tiehallinto, 2008].

$$P = \frac{46 \cdot k_{jh} \cdot k_{sid}}{\frac{10 \cdot (WAS)^{1,2}}{\sqrt{a}} - 1}$$

Kaavassa k_{jh} on jälkihoitoajasta riippuva jälkihoitotekijä, k_{sid} on sideainetekijä, WAS on redusoitu vesi-ilmasideainesuhde ja a on ilmamäärä. P-luvun määrittämiseen kokeellisesti käytetään standardin SS 137244 mukaista pakkassuolakoetta. [Tiehallinto, 2008].

P-lukubetonin laadunvalvonnassa ilmamäärä ja ilmanpysyvyys ovat oleellisia. Mittauksia tehdään ohjeiden mukaan kuormista 1-5 jokaisesta kuormasta ja tämän jälkeen joka kymmenennestä kuormasta niin, että mittausten kokonaismäärä on vähintään kuusi. Lisäksi laadunvalvonnassa käytetään ennakkokokeita, joilla määritetään beto-

nin puristuslujuus, tiheys, ilmamäärä ja P-luvun laskennan tarvitsemat lähtötiedot. [Tiehallinto, 2008].

3.2.3.2 Ettringiittireaktio

Ettringiittireaktio on kovettuneessa sementtikivessä tapahtuva sulfaattimineraalien kemiallinen reaktio. Ettringiittireaktioon liittyy reaktiotuotteiden voimakas tilavuudenkasvu eli paisuminen, sillä ettringiitin tilavuus voi kasvaa 130–140 % lähtöaineiden tilavuuteen verrattuna [Deng and Tang, 1994]. Syntyvä ettringiittimineraali kiteytyy ilmatäytteisten huokosten seinämille, jolloin suojahuokosten tilavuus pienenee ja betonin pakkasenkestävyys heikkenee [Stark and Bollmann, 1999]. Ettringiittireaktio voi johtaa betonin rapautumiseen joko pakkasrapautumisen seurauksena tai siten, että huokosten täyttymisen seurauksena syntyvä paine aiheuttaa säröjä betoniin.

Ettringiittireaktioon on yleensä syynä betonin liiallinen lämpökäsittely betonin kovettumisen aikana [Clark et al. 2008]. Ettringiittireaktion käynnistymisen edellytyksenä on myös se, että rakenne altistuu pitkäaikaiselle ja korkealle kosteusrasitukselle [Escadeillas et al. 2007]. Alkuvaiheessa ettringiitin muodostumisesta ei yleensä ole haittaa betonirakenteelle. Ongelmaksi kiteytyminen muodostuu silloin, jos se etenee niin pitkälle, että betonin suojahuokokset alkavat täyttyä, jolloin betonin pakkasenkestävyys heikkenee.

3.2.3.3 Alkalikiviainesreaktio

Alkalikiviainesreaktio on betonin kiviaineksessa sementtikiven alkalisuudesta aiheutuva betonin runkoaineen paisumisreaktio, joka voi rapauttaa betonia. Reaktion edellytyksenä on, että sementti sisältää runsaasti alkaleja (Na, K), kiviaineksessa on heikosti alkalisuutta kestäviä mineraaleja ja betonin kosteuspitoisuus on riittävän korkea [Punkki ja Suominen, 1994].

Alkalikiviainesreaktio jaetaan yleensä alkalipii-, alkalikarbonaatti- ja alkalisilikaatti-reaktioihin reagoivan kiviaineksen mukaan. Suomalaiset tiiviit syväkivilajit ovat yleensä kemiallisesti hyvin kestäviä, joten ilmiötä on pidetty Suomessa harvinaisena. Tyypillisesti alkalikiviainesreaktio esiintyy massiivisissa betonirakenteissa kuten silloissa ja patorakenteissa [Punkki ja Suominen, 1994].

Alkalikiviainesreaktiosta kärsivälle betonirakenteelle on tyypillistä pinnan kosteudesta johtuva laikukkuus, epäsäännöllinen verkkohalkeilu ja paisuminen sekä halkeamista ulos tunkeutuva geelimäinen reaktiotuote. [Pyy ja Holt, 2010]. Alkalikiviainesreaktion vauriot muistuttavat pakkasrasituksen aiheuttamaa halkeilua ja esiintyvät usein samanaikaisesti [Grantham, 2012].

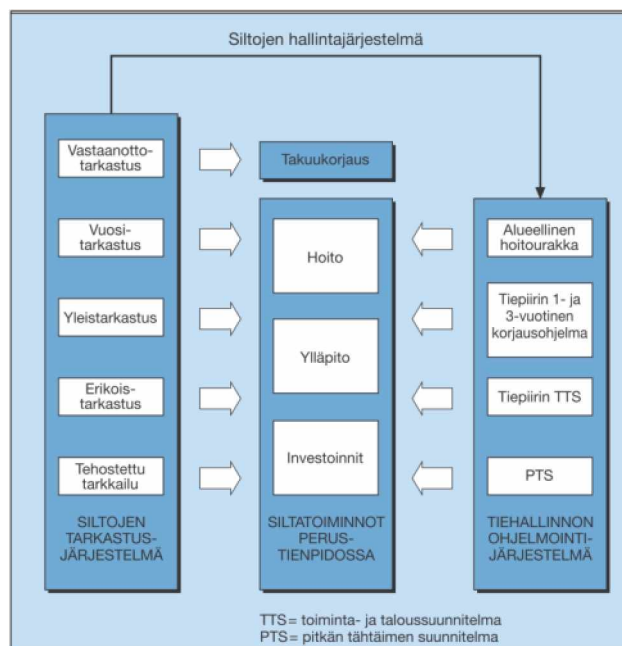
3.2.4 Betonirakenteisen sillan kuntotutkimus

Luvun teksti perustuu Tiehallinnon vuonna 2004 julkaisemaan Sillantarkastusohjeeseen. [Tiehallinto, 2004]

Suomessa siltojen kuntoa seurataan säännöllisen tarkastustoiminnan avulla, joka alkaa sillan käyttöönotosta aina käyttöiän päättymiseen saakka. Tarkastusten tavoitteena on säilyttää sillan kunto ja ulkonäkö hyvänä ja estää tarpeeton kuluminen ja rapautuminen. Näin edistetään ja taataan siltojen liikenneturvallisuus. Siltojen hallintajärjestelmä koostuu eriasteisista tutkimuksista ja tarkastuksista, joita tehdään sil-

lan elinkaaren eri vaiheissa. Tyypillisesti vuosittain tehtävät seurantatarkastukset ovat pääosin silmämääräisiin havaintoihin perustuvia, ja laajemmat yleistarkastukset ja etenkin erikoistarkastukset sisältävät tarkempia tiettyjen ongelmien selvittämiseen keskittyviä tutkimuksia ja näytteenottoa. Silloista ylläpidettävään siltarekisteriin kirjataan tehtyjen tarkastuksien havainnot jokaisesta tarkastetusta sillasta.

Siltojen yleistarkastuksilla seurataan sillan rakenteiden kuntoa. Silta tarkastetaan systemaattisesti ja kaikki rakenneosat käydään järjestelmällisesti läpi. Pääosin tarkastus tehdään silmämääräisesti, mutta tarkastusta voidaan täydentää myös kevyin mittauksin. Yleistarkastuksella määritellään hoito- ja korjaustoimenpiteiden sekä erikoistarkastuksen tarve ja tarkkaillaan koko sillaston tilaa. Keskimäärin yleistarkastus tehdään sillalle viiden vuoden välein. Tarkastaja määrittää seuraavan tarkastuksen ajankohdan sillan iän ja kunnon perusteella.



Kuva 3.6. Silloille tehtävät tarkastukset siltojen hallintajärjestelmässä (SIHA). [Sillantarkastusohje, 2004]

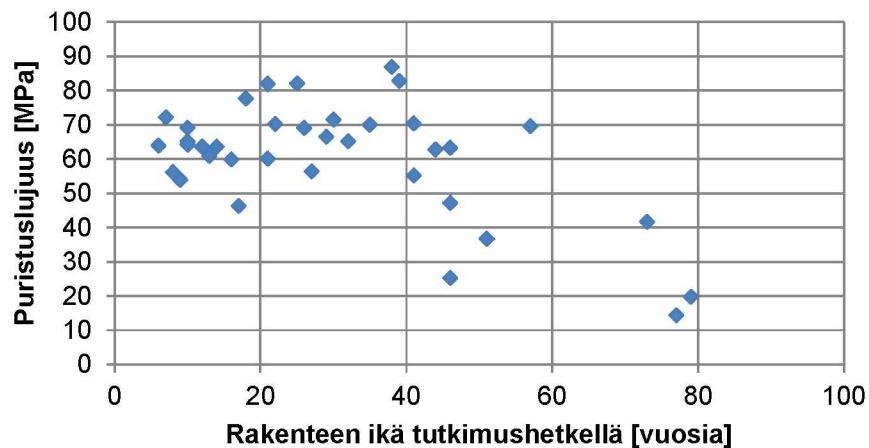
Erikoistarkastus, eli varsinainen kuntotutkimus, tehdään, kun halutaan tarkentaa yleistarkastuksessa kerättyjä tietoja tai selvittää sillan kantavuus. Tällöin tarvitaan näytteenottoa ja laajempia laboratoriotutkimuksia. Tarkastuksella kerätään tietoa korjaus- ja uusimistarpeesta ja korjaustoimien ajoituksesta. Erityistä toimintamallia erikoistarkastukselle ei ole, vaan tarkastus suunnitellaan tapauskohtaisesti ja erikoistarkastuksesta laaditaan aina tutkimussuunnitelma. Erikoistarkastuksia ovat betoni- peitteen mittaaminen, karbonatisoitumissyvyyden mittaaminen, kloridipitoisuuden mittaaminen, potentiaalimittaukset ja rakenteiden lujuus-, jännitystila- ja materiaaliominaisuuksi- en tutkiminen. Erikoistarkastuksesta laaditaan kirjallinen tutkimusselostus.

3.2.5 Betonirakenteiden siltojen säilyvyyssominaisuudet SIHA tarkkailusilloissa

Betonisten siltojen säilyvyyssominaisuuksia ja niiden keskiarvoja sillastossa tarkasteltiin Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusilloista kerätyn aineiston perusteella. Aineistoa on kerännyt ja ylläpitänyt VTT. Seuraavassa esitetyissä tarkasteluissa on käytetty VTT:n julkaisemia betoninäytteiden kokeiden tutkimusraportteja vuosilta 1995–2004. Otoksen silloista vanhin on rakennettu vuonna 1916 ja uusin vuonna 1990. [VTT, 1996;1997;1998;1999;2000;2001;2003;2004]

3.2.5.1 Betonin puristuslujuus

Puristuslujuus on määritetty tarkkailusilloista eri kohdista otetuista Ø 75 mm betonilieriöistä. Puristuslujuuden testaukseen on käytetty näytteen osa, joka on 75 mm etäisyydellä rakenteen pinnasta. Kuvassa 3.7 on esitetty tarkkailusilloista mitatut puristuslujuudet.



Kuva 3.7. Betonin lujuus SIHA tarkkailusilloissa rakenteen iän mukaan vuosina 1995–2004 tehdyissä mittauksissa.

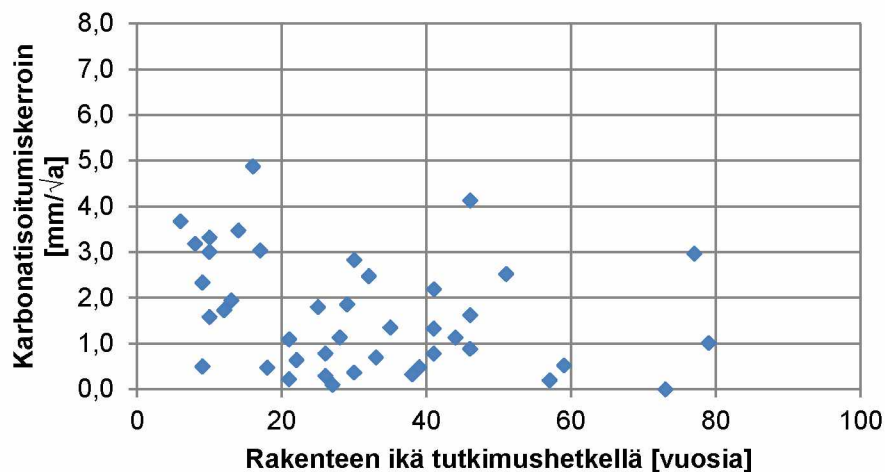
Betonisiltojen puristuslujuuksien keskiarvo oli 61 MPa. Vanhemmat, yli 50-vuotiaat sillat on yleensä valmistettu alhaisemman puristuslujuuden betonista kuin uudemmat. Näiden yli 50 vuotta vanhojen siltojen betonin puristuslujuus oli luokkaa 40 MPa. Yli 70 vuotta vanhoja siltoja (rakennettu ennen 1942) on kerätyssä aineistossa kolme, joista testatut betonin lujuudet olivat 14,4 MPa, 19,8 MPa ja 41,7 MPa. Alle 50-vuotiaiden uudempien siltojen puristuslujuudet olivat keskimäärin 65,4 MPa.

Kuvassa 3.7 verrataan rakenteen iän vaikutusta mitattuun puristuslujuuteen. Näytteenottopisteen valinnalla on suuri merkitys lujuuden testaamisen kannalta, koska lujuus kehittyy rakenteen eri kohdissa eri tavalla [Somerville, 2008]. Myös rakenteiden vaurioituminen iän myötä vaikuttaa lujuuksiin heikentävästi vanhemmissa silloissa. Kuvan 3.7 alhaisimmat lujuudet 14,4 MPa ja 19,8 MPa on molemmat mitattu kaaren sivupinnasta otetuista näytteistä. Kolmas otoksen yli 70 vuotiaiden siltojen puristuslujuus on mitattu langerpalkin yläpinnasta otetusta näytteestä. [VTT, 1996; 1998]

3.2.5.2 Karbonatisoituminen

Siltojen betonin karbonatisoitumissyvytykset vaihtelivat 0 – 30 mm välillä. Koska karbonatisoitumissyvyys on mitattu eri tutkimushetkillä, ja myös tutkittujen siltojen ikä vaihtelee, karbonatisoitumista tarkastellaan karbonatisoitumiskertoimien kautta.

Otoksessa 50 % karbonatisoitumiskertoimista oli alle 1,35 ja 75 %:ssa karbonatisoitumiskerroin on alle 2,68. Luvut tarkoittavat neliöjuurimallilla 50 vuoden aikana arviotuna vastaavasti 9,5 mm ja 19 mm karbonatisoitumissyvyttä. On kuitenkin muistettava, että karbonatisoitumisen etenemistä ei voida arvioida lineaarisesti vaan prosessi hidastuu ajan myötä. Koetuloksissa esiintyy hajontaa, mutta on havaittavissa, että vanhempien siltojen karbonatisoituminen on yleensä hitaampaa kuin uudempien. Tämä voi johtua vanhempien siltojen betonissa käytetystä karkeammasta sementtilaadusta, jolloin rakenteessa on suurempi määrä alkalisuutta ylläpitävää sementtiä. Vanhoissa silloissa karbonatisoitumisreaktion eteneminen on jo myös ehtinyt hidastua huomattavasti. Suurin karbonatisoitumisnopeus on mitattu tutkimushetkellä 16 vuotta vanhassa sillassa kertoimen arvo 4,88.



Kuva 3.8. SIHA tarkkailusilloista vuosina 1995 – 2004 mitattuja karbonatisoitumiskertoimia rakenteen iän mukaan.

3.2.5.3 Kloridipitoisuus

Maantiesiltojen suurin kloridirasitus suomalaisessa ilmastossa johtuu teiden liukkaudentorjuntasuolauksesta. Betonin kloridipitoisuuksia on mitattu tarkkailusilloille tehtyjen laboratoriokokeiden yhteydessä, ja haitallisen kloridipitoisuuden rajana on pidetty 0,07 p-% betonin painosta. Syvyydeltä 0–20 mm betonirakenteen pinnasta tehtyjen mittausten perusteella noin 50 %:ssa näytteistä ja 20–40 mm syvyydellä 18 %:ssa näytteistä havaittiin haitallinen määrä klorideja. Aluetta 20–40 mm on käytännössä pidetty raudoituksen sijaintia kuvaavana syvyytenä [Äijälä, 2012b].

3.2.5.4 Betonin huokoisuus ja suojahuokossuhde

Tarkkailusilloille tehdyissä kokeissa on mitattu betonin kapillaarihuokoisuus sekä suojahuokossuhde. Yleisesti betonin suojahuokossuhteen tulisi olla yli 0,20, jotta sitä voidaan pitää pakkasenkestävänä. Tarkkailusilloista kerätyssä otoksessa 52 % ylitti raja-arvon 0,20. Pääsääntöisesti yhtä siltaa kohden oli käytettävissä yksi mittaus-tulos. Betonin suojahuokoisuus on kuitenkin herkästi paikallisestikin vaihteleva suu-

re, ja yksi näyte ei kuvaa todenmukaisesti koko rakenteen ominaisuuksia. Suojahuokossuhteet eivät jakaudu selvästi rakenteen iän mukaan ja korkeita suojahuokossuhteita on mitattu myös yli 70 vuotta vanhossa silloista. Käytännössä ohuthieanalyysien perusteella on kuitenkin todettu, että ennen 1980-lukua tehtyjen siltojen betoni ei ole pakkasenkestävää kosteissa olosuhteissa [Äijälä, 2012b].

Betonin kapillaarihuokoisuus vaihtelee tarkkailusiltojen näytteissä 3,8–14,1 % tilavuudesta. Johtuen tässä yhteydessä tehtyjen kokeiden ja tarkkailusiltojen kokeiden menetelmien eroista, betonin tiheyksien avulla laskettiin huokoisuus paino-%:na vastaamaan tutkitun sillan kokeissa mitattua kapillaarihuokoisuutta. Paino-%:na SIHA tarkkailusiltojen kapillaarihuokoisuus on välillä 1,6–6,4 paino-%. Siltarakenteiden betoni on yleisesti tiivistä ja siten vähentää rakenteeseen kapillaarisesti imeytyvän veden määrää ja edistää rakenteen pakkasenkestävyyttä.

3.3 Tehdyt kokeet ja havainnot

3.3.1 Yleistä

Tarkastelut tehtiin siltalohkoista poratuille näytelieriöille. Näytteet otettiin timanttiporaamalla siltalohkojen ollessa varastoinnissa TTY:n rakennushallin pihassa. Näytteenottoa varten molemmista siltalohkoista oli erotettu suikale timanttileikkaamalla. Näytteenottoa ei voitu hajauttaa koko lohkon alalle, koska lohkot oli tarkoitus koe-kuormittaa näytteenoton jälkeen ja siten sillan poikkileikkausta ei haluttu heikentää kuormitettavasta lohkosta.

Lohkosta 1 (valm. 1916) otettiin yhteensä 7 näytettä ja lohkosta 2 (valm. 1931) yhteensä 4 näytettä. Näytteet olivat halkaisijaltaan 50 mm lieriöitä, jotka ulottuivat rakenteen läpi. Siltalohkoista poratuille näytteille tehtiin seuraavat tarkastelut:

- silmämääräinen tarkastelu
- karbonatisoitumissyvyyden mittaus pH-indikaattoriliuoksella
- betonin suojahuokoisuuden mittaus
- betonin kapillaari-imeytyspitoisuuden mittaus
- koekappaleiden vetolujuuden testaus
- koekappaleiden halkaisuvetolujuuden testaus



Kuva 3.9. Siltalohko TTY:n rakennushallin pihalla, jossa tehtiin myös näytteenotto. Etualalla osa lohkoista 2, josta otettiin lohkon 2 betoninäytteet. Takana on lohko 1 ja lohkon vasemmassa päässä on osa, josta otettiin lohkon 1 näytteet.

3.3.2 Silmämääräinen tarkastelu

Betonin ominaisuudet määritettiin poratuista näytteistä silmämääräisesti. Maksimi raekoko mitattiin näytteiden pinnassa olevista runkoainesrakeista. Laatu määritettiin silmämääräisesti asteikolla 1...5 (huono – heikko – keskinkertainen – hyvä – erittäin hyvä). Tässä kiinnitettiin huomiota lähinnä betonin tiivistymiseen ja halkeiluun.

Taulukko 4.1. Silmämääräiset havainnot siltalohkosta 1 otetuista näytteistä. (valm. 1916)

Näytteen tunnus	max. raekoko	tiivistys [1...5]	raudoitus, \emptyset [mm]	peitepaksuus, alapinta [mm]	Huomioita
RS 1	57	3	-	-	
RS 2	63	3	-	-	
RS 3	58	3	-	-	näytteen yläpinnassa iso tiivistyshuokonen
RS 4	59	3	14	21	havaittu raudoitus on osa rataiskoa/teräsprofiilia. Ei ruostetta.
RS 5	≥ 89	3	-	-	näyte katkesi porattaessa
RS 6	30	4	-	-	
RS 7	52	4	-	-	

Taulukko 4.2. Silmämääräiset havainnot siltalohkosta 2 otetuista koekappaleista. (valm. 1931)

Näytteen tunnus	max. raekoko	tiivistys [1...5]	raudoitus, \emptyset [mm]	peitepaksuus, alapinta [mm]	Huomioita
RS 8	53	3	-	-	betonin seassa puusirpaleita
RS 9	46	4	-	-	näyte katkesi porattaessa
RS 10	55	4	-	-	pinnassa huokoisempi betonikerros
RS 11	59	3	-	-	näyte katkesi porattaessa

Kaikissa näytteissä runkoaineen raekoko oli suuri, vaihdellen 30– yli 89 mm, ja rae-koon keskiarvo oli 53 mm. Lohkon 1 paksuus oli näytteistä mitattuna keskimäärin 409 mm. Lohkon 2 pinnat olivat piikkauksien vuoksi epämääräiset ja vastaavaa määri-tystä ei voitu tehdä. Betonin laatua kuvaava tiivistymisaste oli pääosassa näytteistä keskinkertainen (3), jonka mukaan betonissa esiintyy huokosia 5–8 % alasta sekä vähäisiä määriä huokosia runkoaineen vieressä. Osassa näytteistä tiivistymisaste oli hyvä (4), huokosia 2–5 % alasta, ei huokosia runkoaineen vieressä.

3.3.3 Karbonatisoitumissyvyyden mittauss

Karbonatisoitumissyvyys määritettiin betonilieriöiden tuoreelta leikkauspinnalta fenoliftaleiiniliuoksen avulla. Fenoliftaleiini on pH-indikaattori, joka reagoi karbona-tisoitumattoman betonin korkeaan pH-arvoon värjäten betonin punaiseksi. Näytteen pinnasta betonin sisään edenneen karbonatisoituneen betonin syvyys mitataan vär-jäytymättömän kerroksen paksuutena työntömitalla.

Lohkon 1 näytteissä ei havaittu pH-indikaattorimenetelmällä lainkaan karbonati-soitumista, (kuva 3.10).

Taulukko 4.3. Siltalohkosta 2 (valm. 1931) mitatut karbonatisoitumissyvyydet.

Näytteen tunnus	Karb. syvyys, alapinta		
	keskim. [mm]	max. [mm]	karb. kerroin
RS 8	0	0	0,00
RS 9	3	7	0,34
RS 10	3	8	0,34
RS 11	4	8	0,45

Lohko 1:ssä ei havaittu lainkaan karbonatisoitumista ja lohko 2:n ulkopinnassa havait-tu karbonatisoituminen oli hyvin hidasta, karbonatisoitumiskerroin 0,34. Hitaasti karbonatisoituvien betonirakenteiden karbonatisoitumiskerroin on tyypillisesti luok-kaa 1. Näytteeseen osuneella teräsosalla oli 21 mm suojapeite. Teräsosassa ei ollut näkyvissä ruostetta. Karbonatisoitumisaikaa voidaan arvioida neliöjuurimallin avulla, jossa karbonatisoitumissyvyys riippuu rakenteelle määritetyn karbonatisoitumisker-toimen ja ajan neliöjuuren tulosta. Laskennallinen karbonatisoitumisaika 21 mm sy-vyydellä olevalle teräsosalle karbonatisoitumiskertoimella 0,34 on n. 3800 vuotta.



Kuva 3.10. Lohkon 1 karbonatisoitumissyvyyden mittauss pH-indikaattorilla. Kar-bonatisoitumaton betoni värjäytyy punaiseksi välittömästi fenoliftalei-nin ruiskutuksen jälkeen. Kuvassa ainoastaan näyte-kappaleiden päät n. 50 mm matkalta on suihkutettu pH-indikaattoriliuoksella.

3.3.4 Suojahuokossuhteen määrittäminen ja kapillaari-imeytyspitoisuus

Suojahuokossuhteen määrittäminen tehtiin soveltamalla standardia SFS 4475. Punnitsemalla koekappaleita uunikuivana, kapillaarisesti kyllästettynä ja paineisesti kyllästettynä voidaan betonille määrittää punnitustuloksista laskemalla kapillaari-imeytyspitoisuus ja suojahuokossuhde. Tässä kokeessa ylipaineen sijaan käytettiin alipainetta.

Taulukko 4.4. Betoninäytteistä määritetyt suojahuokossuhde sekä kapillaari-imeytyspitoisuus

Näytteen tunnus	kapillaari-imeytyspitoisuus [p-%]	suojahuokossuhde [-]
RS 1	4,2	0,07
RS 2	4,2	0,03
RS 3	5,0	0,06
RS 4	5,4	0,04
RS 5	4,9	0,04
RS 7	3,9	0,06
KA lohko 1	4,6	0,05
RS 8	4,8	0,17
RS 9	5,4	0,19
RS 10	5,1	0,20
RS 11	4,7	0,20
KA lohko 2	5,0	0,19

Yleisesti betonin katsotaan olevan pakkasenkestävää, kun sen suojahuokossuhde on vähintään 0,20, eli betonin kokonaishuokostilavuudesta 20 % tulee olla vedellä kapillaarisesti täyttymättömiä suojahuokosia. Lohkon 1 näytteistä määritetty suojahuokossuhde oli 0,03–0,07 ja keskiarvo 0,05. Lohkon 2 suojahuokossuhde oli 0,17–0,20 ja keskiarvo 0,19. Lohkon 2 näytteistä kaksi täyttää suojahuokossuhteen vaatimuksen. Mittausten keskiarvo jää kuitenkin sen alle. Kapillaari-imeytyspitoisuuden mukaan lohkon 1 kapillaarisesti imeytyvän veden määrä on pienempi kuin lohkon 2.

3.3.5 Betonin veto- ja halkaisuvetolujuus

Betonin vetolujuus määritettiin soveltaen standardia SFS 5445. Vetokokeiden tarkoituksena oli selvittää betonin rapautuneisuutta. Yleisesti ehjän rapautumattoman betonin vetolujuuden ohjearvona käytetään 1,5 MPa [BY 42 Betonijulkisivun kuntotutkimus, 2002; Äijälä, 2012b]. Saatuun mittausarvoon voivat kuitenkin vaikuttaa monet materiaali- ja rakenteelliset tekijät. Suorat vetokokeet tehtiin laatan molemmista pinnoista otetuille koekappaleille.

Taulukko 4.5. Suoran vetokokeen tulokset molempien siltalohkojen näytteistä. (Uusintavedon tulos sulkeissa)

Näytteen tunnus		vetolujuus, yläpinta [MPa]	vetolujuus, alapinta [MPa]
RS 1	lohko 1	2,22	2,59
RS 2	lohko 1	1,92	1,40
RS 6	lohko 1	4,55	
RS 10	lohko 2		0,64 (0,94)
RS 11	lohko 2		0,31 (0,47)

Lohkosta 1 tehtiin viisi vetokoetta ylä- ja alapinnasta. Vetolujuudet vaihtelivat 1,4–4,55 MPa. Samasta kohdasta testattujen yläpinnan ja alapinnan välillä ei havaittu merkittävää eroa. (Mittauksissa lujuuksien erot olivat erisuuntaiset.) Kaikkien koekappaleiden murtotapa oli runkoainesrakeiden pintoja pitkin. Lohkosta 2 ei voitu testata alapinnan vetolujuutta. Yläpinnan vetolujuudet olivat 0,31 MPa ja 0,64 MPa. Molemmat vedot katkesivat suuren kiven pintaa pitkin. Sama toistui myös uusintavetoissa, joissa vetolujuudet olivat vastaavasti 0,47 MPa ja 0,94 MPa. Betonin runkoaineen koko on samaa luokkaa kuin näytteen halkaisija, joka vaikuttaa suoran vetokokeen lujuustuloksiin heikentävästi.

Betonin halkaisuvetolujuus määritettiin soveltaen standardia SFS-EN 12390-6. Testaus tehtiin halkaisijaltaan 50 mm ja pituudeltaan 100 mm lieriökoekappaleilla puristamalla kappale halki pituussuunnassa. Kaikki halkaisuvetokokeeseen valitut koekappaleet olivat paksuussuunnassa laatan keskeltä. Kuormitus tehtiin ELE AUTO-TEST 25/250 -kuormituslaitteistolla. Puristuksen kohdistamiseen käytettiin teräslävystä ja -tangosta valmistettuja kuormituksen kohdistimia ja koekappaleen ja kohdistimen välissä käytettiin vanerista tasauslistaa. Kuormitusnopeus kokeessa oli vakio 0,50 kN/s.

Taulukko 4.6. Halkaisuvetokokeiden tulokset molempien siltalohkojen näytteistä.

Näytteen tunnus	kuormitus [kN]	halkaisuvetolujuus [MPa]
RS 1	36,47	4,60
RS 2	19,81	2,60
RS 3	23,22	2,95
RS 4	30,72	3,85
RS 5	28,23	3,60
RS 7	29,86	3,75
KA lohko 1		3,55
hajontakerroin		0,20
RS 8/1	35,00	4,35
RS 8/2	27,01	3,35
RS 9/1	23,29	2,95
RS 9/2	27,82	3,45
RS 11/2	17,71	2,20
RS 11/3	24,63	3,10
KA lohko 2		3,25
hajontakerroin		0,21

Lohkon 1 betonin halkaisuvetolujuudet olivat 2,60–4,60 MPa ja keskiarvo 3,55 MPa. Lohkon 2 betonin halkaisuvetolujuudet olivat 2,20–4,35 MPa ja keskiarvo 3,25 MPa. Tulosten keskihajonta oli pientä. Lohkojen välillä ei havaittu merkittävää eroa halkaisuvetolujuudessa. Näytteet olivat laatan keskivaiheilta, jossa betonin rapautumisen vaikutus lujuuteen on pienin. Betonin runkoaineen suuri koko voi vaikuttaa myös halkaisuvetolujuuden tuloksiin.



Kuva 3.11. (vasen) Halkaisuvetolujuuden testauksen koejärjestely.



Kuva 3.12. (oikea) Koekappaletta puristettaessa halkeama syntyy kappaleen poikkisuuntaan. Murtokuorma kirjataan ylös, ja sen avulla lasketaan betonin halkaisuvetolujuus.

3.3.6 Yhteenveto tuloksista

Suokannan ratasillalle tehtiin tämän tutkimuksen yhteydessä laajasti laboratoriokokeita. Säilyvyysominaisuuksiin liittyen mitattiin betoninäytteistä karbonatisoitumissyvyys pH-indikaattoriliuoksella, betonin suojahuokoisuus, betonin kapillaariimeytspitoisuus, koekappaleiden vetolujuus, koekappaleiden halkaisuvetolujuus sekä tehtiin silmämääräinen tarkastelu. Menetelmät ovat samoja, joita käytetään myös siltojen erikoistarkastusten yhteydessä. On kuitenkin tapauskohtaista, mitä tutkimusmenetelmiä erikoistarkastukseen valitaan, koska näille tarkastuksille laaditaan yksilöllinen tutkimussuunnitelma kohteen ominaisuuksien mukaan. Betonin kloridipitoisuutta tai kloridien tunkeutumisvyöhytettä ei Suokannan sillasta tutkittu.

Lohkon 1 (valm. 1916) osalta ei havaittu karbonatisoitumista lainkaan ja lohkoissa 2 (valm. 1931) karbonatisoituneen kerroksen paksuus oli suurimmillaan 0–8 mm rakenteen pinnasta. Rakenteen ikä huomioon ottaen karbonatisoitumiskerroin on keskimäärin 0,34. SIHA tarkkailusilta-aineistoon verrattuna tutkitun sillan karbonatisoituminen on hyvin hidasta. Tarkastellun sillan betoni tarjoaa teräsoille hyvän korroosiosuojan vielä pitkään, mikäli betonipeite on teräsojaa vasten. Sillan betoni karbonatisoituu hyvin hitaasti luultavasti suuren sementtipitoisuuden ansiosta.

Betonin pakkasenkestävyysominaisuuksia kuvaava suojahuokossuhde oli vanhemmassa siltalohkossa (lohko 1) keskimäärin 0,05, mikä osoittaa selvästi, että pakkasenkestävyyden kannalta toimivaa suojahuokostusta ei ole. Uuden siltalohkon (lohko 2) suojahuokossuhde oli keskimäärin 0,19. Tuloksen perusteella uuden lohkon betonissa esiintyy jonkin verran kapillaarisessa vedelläkylästyksessä täyttymättömiä suojahuokosia, mutta betonia ei voida pitää pakkasenkestävänä kosteusrasituksessa. Tämän tutkimuksen yhteydessä SIHA tarkkailusilloista tehdyssä otoksessa hieman yli puolessa näytteistä on mitattu yli 0,20 suojahuokossuhde. Käytännössä ohuthieanalyysien perusteella on kuitenkin todettu, että ennen 1980-lukua tehtyjen siltojen betoni ei yleisesti ole ollut pakkasenkestävää kosteissa olosuhteissa [Äijälä, 2012b]. Suojahuokossuhde kertoo suojahuokosten määrän betonissa, mutta ei ota kantaa

niiden sijoittumiseen. Toimiakseen oikealla tavalla, suojahuokosten tulee olla riittävän lähellä toisiaan. Myös huokosten sijoittumisen huomioon ottava ja siten paremmin pakkasenkestävyyttä kuvaava huokosjako voidaan määrittää ohuthieanalyysillä. Huokostimien kaltaisia tai samalla tavalla toimivia lisäaineita on saatettu käyttää jo varhaisessa vaiheessa parantamaan tuoreen betonimassan työstettävyyttä. Tämä voisi selittää vanhoistakin silloista mitattuja korkeita suojahuokossuhteita.

Kokeissa määritettiin myös betonin kapillaarisen huokoisuuden osuus. Kapillaari-meityspitoisuus oli vanhemmassa lohossa (lohko 1) keskimäärin 4,6 p-% ja uudemmassa lohossa (lohko 2) vastaavasti keskimäärin 5,0 p-%. SIHA tarkkailusiltojen tulosten perusteella siltarakenteet ovat tyypillisesti melko tiiviitä, kapillaarihuokoisuuden ollessa välillä 1,6–6,4 p-%. Vaikka tutkitun sillan kapillaarihuokoisuus on silta-aineistoon verrattuna korkeimmasta päästä, on betoni silti yleisesti ottaen varsin tiivistä.

Betonin vetolujuus määritettiin halkaisuvetokokeella, joka tehtiin molempien silta-lohkojen paksuuden keskivaiheilta otetuille koekappaleille. Tällä kohdalla rakenteen pinnalta etenevän pakkasrapautumisen betonin lujuutta heikentävä vaikutus on pienin. Vanhemman lohkon (lohko 1) halkaisuvetolujuus oli keskimäärin 3,55 MPa. Uuden lohkon (lohko 2) halkaisuvetolujuus oli vastaavasti keskimäärin 3,25 MPa. Hajonta mittaustuloksissa oli pientä. Vetolujuus vastaa EC2:n kaavojen mukaan arvioituna hyvin myös betonista määritettyä puristuslujuutta (luku 5.2) [SFS-EN 1992-1-1, 2011].

Suoralla vetokokeella pyrittiin tarkastelemaan betonin mahdollista rapautuneisuutta laatan molemmista pinnoista otetuista koekappaleista. Vanhemman lohkon (lohko 1) viidestä vetokokeesta neljä ylitti 1,5 MPa. Voidaan todeta, että tämän vetolujuuden ylittävässä betonissa ei esiinny rapautumista. Siltalaatan ylä- ja alapinnan vetolujuuksissa ei havaittu eroavaisuuksia rapautumisen suhteen. Uudemman lohkon (lohko 2) vetokokeita häiritsivät koekappaleiden suuret kivet, ja luotettavaa tulosta ei saatu suoralla vetokokeella. Betonin suuri runkoaineen raekoko aiheuttaa epävarmuutta varsinkin suoran vetokokeen tuloksiin.

Vaikka betonia ei voida pitää huokosrakenteensa puolesta pakkasenkestävänä, jonkinasteiset edellytykset vastustaa pakkasrasitusta ovat olemassa, koska sillan betoni on varsin tiivistä ja hyvälaatuaista sekä betonin lujuus on tavanomaiseen rakenteeseen verrattuna korkea. Laaja-alaiseen pakkasrapautumiseen viittaavia havaintoja ei löydetty kokeissa eikä silmämääräisesti. Rapautumisen vähäisyys viittaa siihen, että kosteus- ja suolarasitus on ollut laatassa alhainen vedeneristyksen ja päällysrakenteen ansiosta. Koska Suokannan silta on ollut käytössä ratasiltana, se ei ole saanut suolarasitusta samalla tavalla kuin maantiesilta.

Suokannan sillan tapaisen betoni/teräsrakenteen kunnon selvittäminen edellyttää silmämääräisen takastuksen lisäksi näytteenottoa sekä rakenneavauksen tekemistä. Silmämääräinen tarkastelu paljastaa betonin laatuun liittyviä seikkoja, jotka ovat selkeästi muita koetuloksia selittäviä asioita. Esimerkiksi betonin suuri raekoko häiritsi tässä tapauksessa koekappaleiden tuloksia. Betoninäytteistä tulisi määrittää vähintään suojahuokossuhde sekä rakenteen pinnan rapautumisesta kertova suora vetolujuus. Jos betonin pakkasenkestävyydestä saatua tietoa halutaan tarkentaa pistemäisesti, voidaan betoninäytteestä tehdä ohuthie, josta voidaan selvittää betonin koostumuksen lisäksi mm. pakkasrapautumiseen viittaavan halkeilun esiintyminen ja huokosjako. Koska kloridinäytteiden näytteenotto ja analyysi ovat verrattain kevyitä

toimenpiteitä, myös tämä tutkimus voitaisiin tehdä tarkistustyyppisesti, vaikka kloridien esiintyminen olisikin oletuksena maantiesilloja vähäisempää. Rakenneavauksella voidaan selvittää alapinnassa teräspalkkien korroosion tila ja laatan yläpinnasta vedeneristyksen olemassaolo ja kunto.

Betonin lujuuden määrittäminen kokeellisesti on keskeistä sillan kantavuuden arvioinnin ja laskennan kannalta. Näytteenotto tulisi hajauttaa mahdollisuuksien mukaan koko rakenteeseen niin, että yksittäinen kohta ei korostu tuloksissa liikaa ja saadaan käsitys tulosten hajonnasta. Kantavuuden arvioinnin yhteydessä tehdyn laajemman kuntotutkimuksen etu on, että saadaan selville vaurioituneiden alueiden sijainti, määrä ja vaurioitumisen aste, joihin puristuslujuuden koestuksella ei päästä käsiksi. Lisäksi voidaan määrittää tarkasti esimerkiksi rakenteen mitat sekä raudoituksen sijainti. Mitä paremmin sillan kunto tunnetaan, sitä varmemmin voidaan tehdä johtopäätöksiä kantavuudesta ja mahdollisesti pienentää laskennassa käytettäviä varmuuksia.

3.4 Lähteet

Alonso C., Andrade C., Castellote M., Castro P. 2000. Chloride Threshold Values to Depassivate Reinforcing Bars Embedded in a Standardized OPC Mortar. *Cement and Concrete Research*. Vol. 30. Ss. 1047–1055

Bakker, R. 1988. Initiation period. In Schiessl, P. (editor). *Corrosion of steel in concrete*. London. Chapman and Hall. Ss. 22-55

Clark, S.M., Colas, B., Kunz, M., Speziale, S., Monteiro, P.J.M. 2008. Effect of pressure on the crystal structure of ettringite. *Cement and Concrete Research*. Vol. 38. Ss. 19-26

BY 42 Betonijulkisivun kuntotutkimus 2002. 2002. Helsinki. Betoniyhdistys. 178 s.

Deng, M., Tang, M. 1994. Formation and expansion of ettringite crystals. *Cement and Concrete Research*. Vol. 24. Ss. 119-126

Escadeillas, G., Aubert, J.-E., Segerer, M., Prince, W. 2007. Some factors affecting delayed ettringite formation in heat-cured mortars. *Cement and Concrete Research*. Vol. 37. Ss. 1445-1452

Grantham M. (editor) 2011. *Concrete repair – A practical guide*. New York, Taylor & Francis. 302 s.

Kuosa H. 1998. Betonin pakkasvaurioitumisen mekanismit. Espoo, VTT Rakennustekniikka. RTE36-IR-11/1998. 25 s.

Lahdensivu J. 2012. *Durability Properties and Actual Deterioration of Finnish Concrete Facades and Balconies*. Tampereen teknillinen yliopisto, julkaisu 1028. 117 s.

Neville, A. 1995. *Properties of concrete*. Essex. Longman group. 844 s.

- Parrott, L.J. 1987. Review of carbonation in reinforced concrete. Cement and Concrete Association. Wexham Springs. 42 s.
- Pentti, M., Mattila, J., Wahlman, J. 1998. Repair of concrete facades and balconies. Part 1: Structures, degradation and condition investigation. Tampere. Tampere University of Technology, Structural Engineering. Publication 87. 156 s.
- Pigeon, M., Pleau, R. 1995. Durability of concrete in cold climates. Suffolk. E & FN Spon. 244 s.
- Powers, T.C. 1949. The air requirement of frost-resistant concrete. Chicago: Portland Cement Association, Research and Development laboratories, Development Department. Bulletin 33.
- Punkki, J., Suominen, V. 1994. Alkali reactivity of aggregate in Norway – and in Finland? *Betoni* 2/1994. Helsinki. Suomen Betonitieto Oy. Ss. 30-32
- Pyy, H., Holt, E. 2010. Does Finland have an alkali-aggregate reaction problem? *Betoni* 4/2010. Helsinki. Suomen Betonitieto Oy. Ss. 46-48.
- SFS-EN 1992-1-1 + AC. 2011. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS. 193 s.
- Somerville G. 2008. Management of deteriorating concrete structures. London. Taylor & Francis. 310 s.
- Stark, J., Bollmann, K. 1999. Frost/de-icing salt resistance of pavement concrete and late ettringite formation. In Jansen, J., Setzer, M.J., Snyder, M.B. (editors). Frost damage in concrete. Minneapolis. RILEM Proceedings PRO25. Ss. 199-208
- Taylor P.C., Nagi M.A., Whiting D. A. 1999. Threshold Chloride Content for Corrosion of Steel in Concrete: A Literature Review. Illinois. Portland Cement Association. PCA R&D Serial No. 2169. 32 s.
- Tiehallinto. 2004. Sillantarkastusohje – Suunnittelu- ja toteutusvaiheen ohjaus. Tiehallinto, TIEH 2000008-v-04 (verkkoversio)
- Tiehallinto. 2008. Siltabetonien P-lukumenettely – Toteuttamisvaiheen ohjaus. Tiehallinto, TIEH 2200054-v-08 (verkkoversio)
- Treadaway, K. 1988. Corrosion period. In Schiessl, P. (editor) Corrosion of steel in concrete. London. Chapman and Hall. Ss. 56-69
- Tuutti, K. 1982. Corrosion of steel in concrete. Stockholm. Swedish Cement and Concrete Research Institute. CBI Research 4:82. 304 s.
- VTT. 1996. SIHA-tarkkailusiltojen betoninäytteiden tutkimuksia 4. erä. tutkimusselostus RTE30049/96.

VTT. 1997. Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusiltojen tutkimuksia. tutkimus-
selostus RTE30342/97.

VTT. 1998. Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusiltojen tutkimuksia vuoden 1997
näytteistä. tutkimusselostus RTE30264/98.

VTT. 1999. Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusiltojen tutkimuksia - Vuoden 1998
näytteet. tutkimusselostus RTE1696/99.

VTT. 2000. Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusiltojen tutkimuksia - Vuoden 1999
näytteet. tutkimusselostus RTE2071/00.

VTT. 2001. Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusiltojen tutkimuksia - Vuoden 2000
näytteet. tutkimusselostus RTE679/01.

VTT. 2003. Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusiltojen tutkimuksia - Vuoden 2002
näytteet. tutkimusselostus RTE3551/03.

VTT. 2004. Siltojen hallintajärjestelmän tarkkailusiltojen tutkimuksia - Vuoden 2004
näytteet. tutkimusselostus RTE4260/04.

Äijälä M. 2012a. Siltojen ylläpito ja korjaus. Luentokalvot 25.9.2012, Tampereen tek-
nillinen yliopisto.

Äijälä M. 2012b. VS: Betonisiltojen pitkäaikaiskestävyyden ominaisuuksista. Haastat-
telu, 1.10.2012.

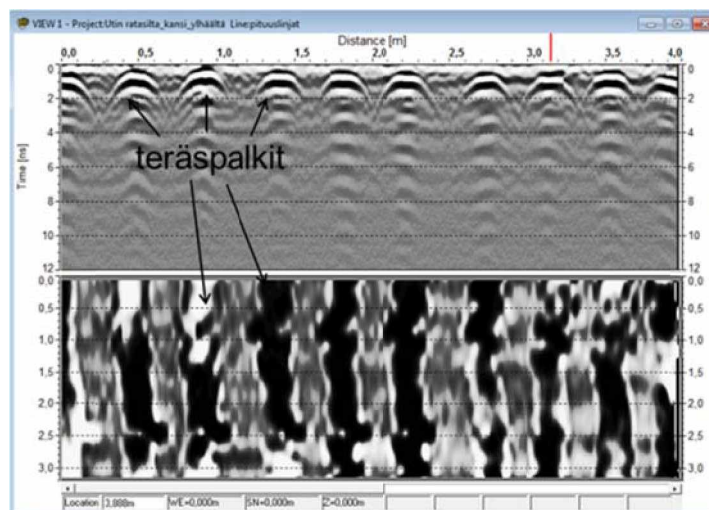
4 Sillan kunnon selvitys maatutkauksen avulla

4.1 Johdanto

Maatutkaluotaus (Daniels, 1996; Jol, 2009) on ainetta rikkomaton rakenteiden tutkimusmenetelmä, joka perustuu sähkömagneettisten aaltojen lähettämiseen väliaineeseen (asfalttiin sekä sillan rakenteisiin) ja niiden takaisinheijastukseen erilaisista sähköisistä rajapinnoista kuten sillan rakenteista tai kosteuseroista rakenteessa. Maatutkalaitteisto koostuu radiolähettimestä ja vastaanottimesta, jotka on yhdistetty maatutka-antenniin.

Vaikuttavina fysikaalisina parametreina ovat väliaineen sähkönjohtavuus ja dielektrisyys. Signaali vaimenee kulkuajan funktiona geometrisen vaimennuksen, signaalin sironnan, heijastusten ja lämpöhäviöiden seurauksena. Esimerkiksi maa-aineksessa hienoainespitoisuuden lisääntyessä myös sähkönjohtavuus kasvaa. Tällöin maatutkasignaali vaimenee ja sen tunkeutuvuus pienenee. Heijastusten kulku-aika ja amplitudi mitataan ja amplitudi esitetään kulkuajan funktiona. Kun mittauksia tehdään peräkkäisissä pisteissä, saadaan tutkittavasta rakenteesta (esim. sillan kannen rakenne) jatkuva luotausprofiili eli tutkakuva (kuva 4.1).

Menetelmän avulla voidaan kartoittaa betonisen siltakannen vaurioiden laajuus sekä ohjata näytteenottoa, muita referenssitutkimuksia sekä korjaussuunnittelua oikeisiin paikkoihin. Maatutka-signaali vaimenee betonissa melko nopeasti, joten kovin syvällä betonissa olevia vaurioita sillä ei voida kartoittaa.



Kuva 4.1 Kuvassa ylempänä näkyy Suokannan sillan lohkon 1 maatutkaprofiili yhdeltä pituussuuntaiselta mittauslinjalta. Alakuvassa on tasokuva lohkoista 1 noin 5 cm:n syvyydeltä. Kuvaan on merkitty lohkon teräspalkeista tulevat heijasteet.

Roadscanners Oy suoritti Suokannan ratasillan siltamittaukset 7.6.2011 sekä 26.8.2011. Ensimmäisellä kerralla mittaus tehtiin sillan kannen alapinnalta ja toisella kerralla, kun silta oli jo siirretty TTY:n rakennushallin pihalle, sillan kannen päältä.

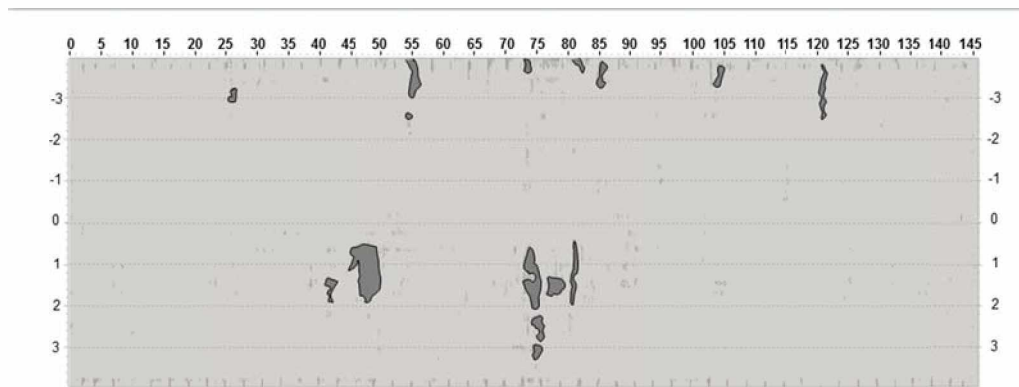
Maatutkamittauksissa käytettiin GSSI:n (Geophysical Survey Systems Inc.) valmistamaa 1,5 MHz:n antennia. Suokannan sillan etumuurien välinen etäisyys on 244 cm vapaalla reunalla ja 236 cm betonikehän päässä. Sillan lohkon 1 leveys oli 454 cm ja lohkon 2 leveys 363 cm. Mittaukset tehtiin sekä pituus- että poikkisuunnassa useassa linjassa. Mittauslinjat sijaitsivat noin 20 cm:n välein toisistaan. Pitkittäissuunnassa mittaustiheys oli 100 mittausta/m.

Maatutkasignaalin vaimeneminen laskettiin Road Doctor ohjelmalla eri syvyyksiltä kansilaatassa ja tuloksista tehtiin taajuuskarttoja, joiden avulla mahdollisten vaurioiden sijainnit eri rakennekerroksissa voitiin paikantaa. Kahden eri mittauskerran tuloksia myös verrattiin toisiinsa, jotta nähtäisiin saatiinko samanlaisia vaurioita näkyviin samoissa paikoissa mitattaessa kannen alapuolelta ja kannen päältä.

4.2 Taustaa

Viime vuosina on maatutkaa käytetty muutaman siltakohteen tutkimuksissa. Maatutkien ja antennien kehitys on johtanut parantuneeseen tulostarkkuuteen sekä mittauksen ja tulosten analyysin nopeutumiseen. Tutkan prosessointi- ja tulkintaohjelmat ovat kehittyneet ja parantaneet tulosten visualisointia. Maatutkaa on käytetty useissa siltatutkimuksissa kuten delaminaation paikallistamisessa betonisilloilla (Warhus et al. 1994), pituussuuntaisten raudoitusten lukumäärän ja sijainnin, sekä tyhjätilojen ja erilaisten sisäisten tukien paikallistamiseen (Barrile ja Pucinotti, 2005) sekä raudoituksen korroosion paikallistamiseen (Harris et al., 2010). Maatutkalla voidaan havaita kosteus betonirakenteessa (Maierhof ja Leipold, 2001). Maatutkalla on potentiaalia myös korkea kloridipitoisuuden paikallistamiseen sillan tukijaloista sekä sillan pintarakenteista (Maser, 1986).

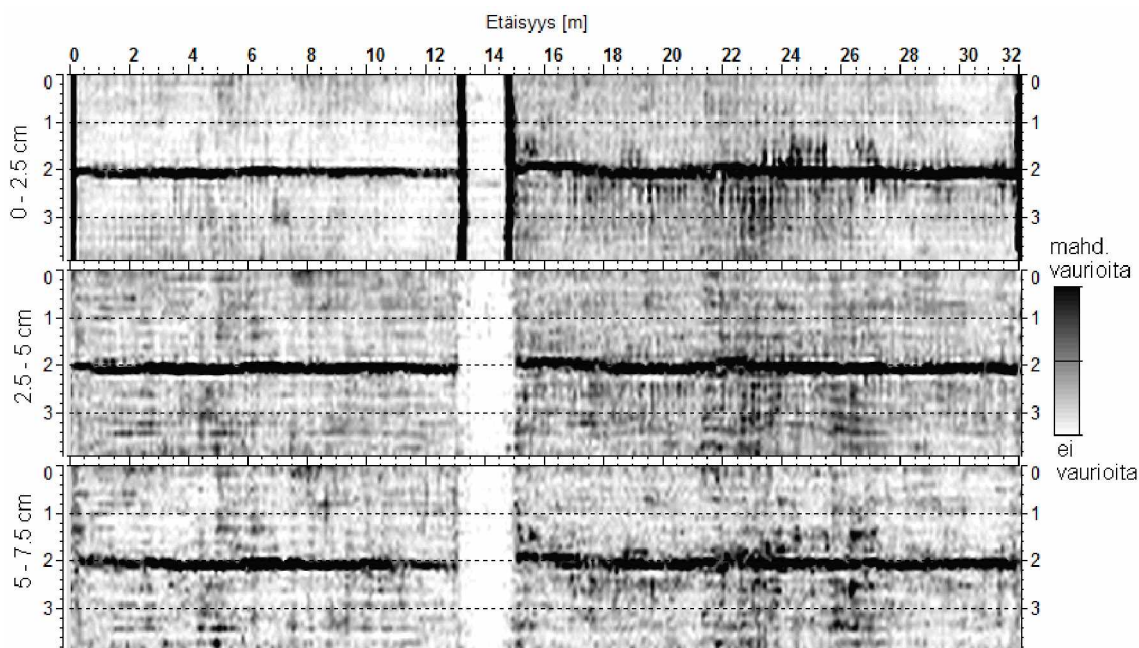
On kuitenkin huomioitava ettei maatutka pelkästään voi antaa riittävän luotettavaa tietoa sillan kannen vaurioista, eikä pelkästään maatutka-aineiston avulla pystytä kovin tarkasti luokittelemaan minkälaisesta vauriosta on kyse, mutta se on erinomainen työkalu alustavaan ja suuntaa antavaan tutkimukseen missä mahdolliset tutkan osoittamat vaurioituneet kohdat voidaan varmistaa muilla rakennetta rikkomattomilla menetelmillä tai kairaamalla muutama näyte mahdollisista vauriokohdista (Saarenketo, 2006). Kuvassa 4.2 on esitetty esimerkki sillan vauriokartasta (kyseessä ei ole Suokannan ratasilta).



Kuva 4.2 Esimerkki sillan vauriokartasta, teräsbetoninen jatkuva laattasilta. Tummat alueet indikoivat mahdollisia vaurioita sillan betonikannessa. Vaurioiden laatua ei voida tarkasti määrittää ilman muuta referenssi-aineistoa.

Lähetetty aalto vaimenee voimakkaasti (tummat alueet) mahdollisen raudoituksen korroosion takia, rakenteiden pirstoutumisen tai hajoamisen takia tai kasvaneen suolapitoisuuden takia (kuva 4.2). Vaalea väri indikoi ettei niillä alueilla ole vaurioita.

Maatutkan signaalin vaimeneminen voidaan laskea eri syvyyksiltä kansilaatassa ja tulokset voidaan esittää vauriokarttoina eri syvyyksiltä (kuva 4.3). Mahdollisten vaurioiden ja kosteuden syvyys kansilaatassa voidaan kartoittaa ja täten saada parempi kuva koko kannen vaurioista.



Kuva 4.3 Maatutkasignaalin vaimenemiskartat 0-2.5, 2.5-5.0 ja 5.0-7.5 cm:n syvyydeltä erään voimalaitossillan kansilaatassa. Mahdolliset vauriot näkyvät tummalla värillä.

4.3 Sillan vaurioitumisen aiheuttajat

Sillan vaurioituminen voi aiheutua monista eri tekijöistä. Tällaisia ovat esimerkiksi vesieristeen vuotaminen, jäätymis-sulamissyklit, raudoituksen korroosio, liikenteen kuormitus, puutteellisen suunnittelun tai rakentamisen aiheuttamat vauriot sekä puutteelliset ylläpitokäytännöt.

Vaurioiden tutkimista sillan kansilaatasta vaikeuttavat asfalttipäällyste ja mahdollinen suojabetoni kannen päällä tai tuki- ja alusrakennekerros ratasilloissa. Pelkkä visuaalinen havainnointi rakenteen kunnosta on usein puutteellista, koska vauriot kehittyvät yleensä rakenteiden sisällä ennen kuin ne näkyvät sillan pintarakenteissa.

4.4 Tulokset

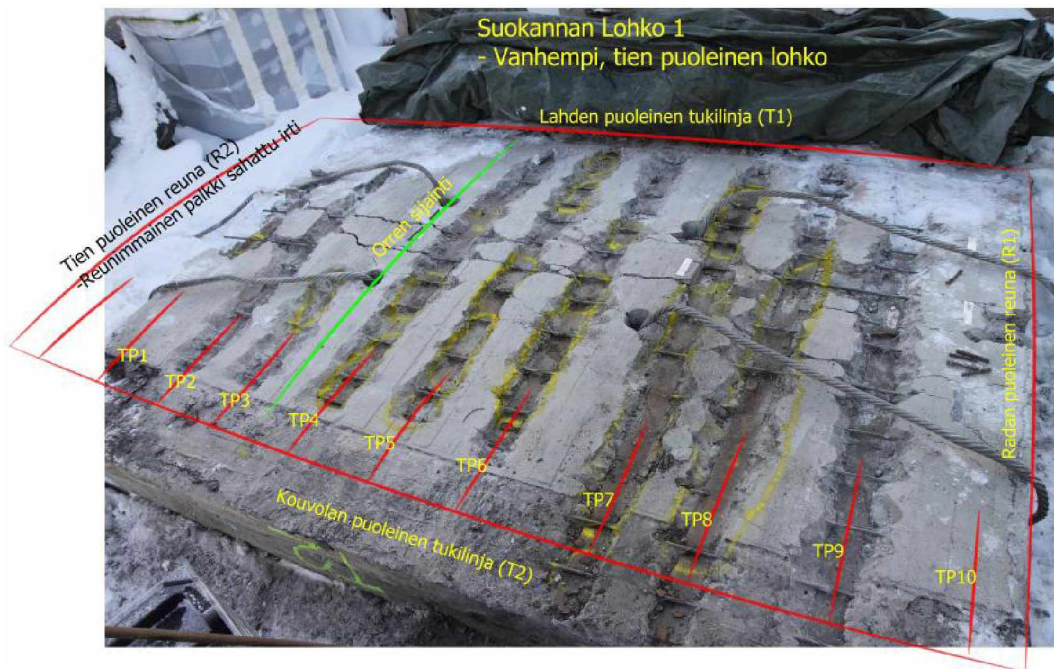
Suokannan rautatiesilta maatutkattiin ensimmäisen kerran, kun rakenne oli vielä paikallaan ratarakenteessa. Mittaukset suoritettiin GSSI (Geophysical Survey Systems Inc.):n 1,5 MHz antennilla. Silta mitattiin kannen alapinnasta, jota ei pystytty mittaamaan koko alaltaan siltaan kiinnitettyjen orsien takia ja mittausalue piti jakaa kol-

meen osaan . Näistä lohkoon 1 kuuluivat osa 1 ja osittain osa 2. Lohkoon 2 kuului osittain osa 2 ja osa 3 kokonaan. Lohkojen teräspalkkeja näkyi maatutka-aineistossa yhteensä 18 kpl. Sillassa oli yhteensä 20 teräspalkkia, joten 2 palkkia jäi piiloon. Toinen palkeista jäi ilmeisesti näkymättömiin lohkon 1 tienpuoleisella reunalla sijainneen betonikehän seinän taakse ja toinen palkki todennäköisesti jäi alapinnan orsien alle alueelle, jota ei saatu tutkattua.

Sillasta mitattiin poikittais- ja pitkittäislinjoja 20 cm:n välein. Aineistosta laskettiin maatutkasignaalin vaimenemiskartat, joista näkyy selkeästi mahdolliset poikkeamat rakenteessa. Suokannan ratasillan lohkot 1 ja 2 avattiin TTY:n rakennustekniikan laboratoriossa, kun ne oli ensin kuormitettu murtoon, ja niissä näkyneitä vaurioita verrattiin maatutkatuloksiin.

4.5 Lohko 1

Kuvassa 4.4 on esitetty lohkon 1 alapinta avattuna.

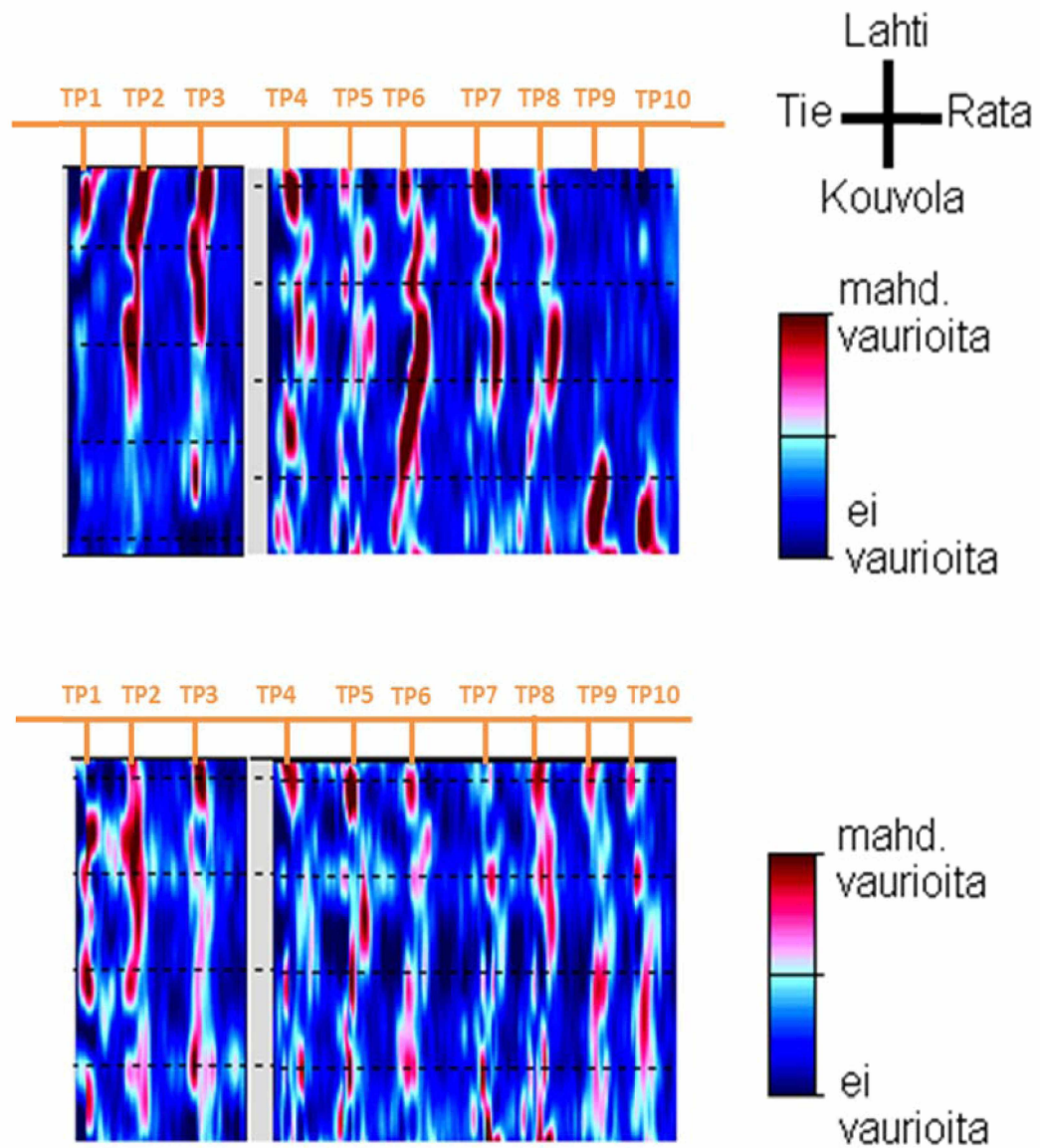


Kuva 4.4 Lohko 1 alapinta avattuna. Lohkon tien puoleiselta raunalta oli sahattu yksi palkki pois. Keltaisella merkitty kohdat, joissa teräspalkit olivat selkeästi ruostuneet. Poikittaisten pyöröterästen teräspalkkien kohdalla olevista osista n. 50 % poikkipintalasta oli ruostunut pois.

Maatutkatuloksia verratessa lohkon 1 alapinnan avauskuvaan havaitaan ruostuneiden kohtien sijaintien vastaavan melko hyvin maatutkasignaalin vaimenemiskartan kanssa, jossa on esitetty mahdolliset vauriot 2,5 cm:n ja 5 cm:n syvyydellä kannen alapinnasta (kuva 4.5). Kuvan 4.5 vauriokartoissa näkyy yhteensä 10 teräspalkkia (TP1-TP10).

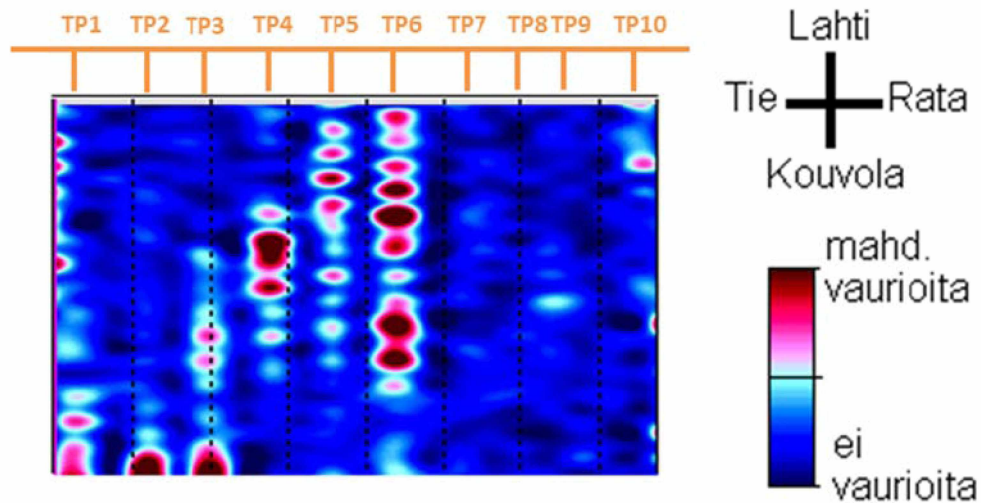
Näistä vasemmalta lukien palkit TP4, TP5 ja TP6 vastaavat valokuvassa keskellä kahden vaijerikiinnityksen välissä olevia palkkeja. Näissä palkeissa havaittiin ruostumista lähes koko matkalta. Myös palkit TP7 ja TP8, vastaavat melko hyvin avauksessa paljastuneisiin ruosteisiin kohtiin. Tuloksiin on voinut vaikuttaa hieman se, että teräs-

palkkien etäisyys alapinnasta oli suurempi reunoilla kuin laatan keskellä. Reunoilla (noin metrin matkalla reunasta) peitepaksuus oli 6–8-cm, kun taas keskeimmällä 4,5–5,5 cm.



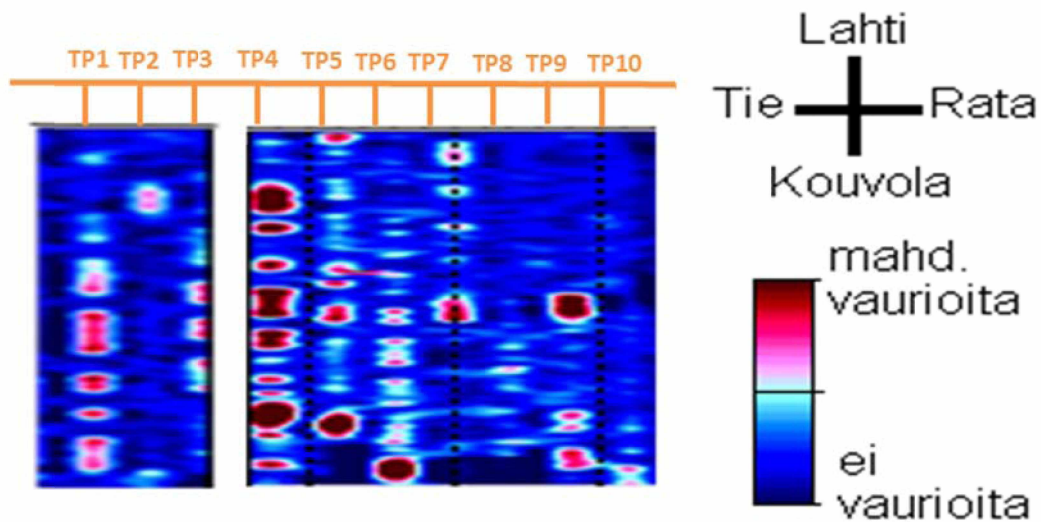
Kuva 4.5 Maatutkasignaalin vaimeneminen noin 2,5 cm sillan alapinnasta (yllä) ja noin 5 cm sillan alapinnasta (alla), poikittaissuuntainen mittaus. Punaisella on kuvattu mahdollisia vaurioituneita alueita kuten raudoituksen korroosiota

Kuvassa 4.6 on esitetty kannen päältä tehdyn poikkilinjamittauksen tulos noin 37,5 cm:n syvyydestä. Kansi oli siirretty TTY:n mittauslaboratorion pihalle ja se oli jo valmiiksi erotettu kahdeksi irralliseksi lohkoksi. Kuvasta 4.6 erottuvat keskimmäiset teräspalkit selvimmin (TP4, TP5 ja TP6). Reunoilla signaali on vaimentunut voimakkaammin ja varsinkin vasemmasta reunasta (TP7, TP8, TP9, TP10) ei saada mitään vaurioita näkyviin.



Kuva 4.6 Maatutkasignaalin vaimeneminen noin 37,5 cm sillan yläpinnasta, poikittaissuuntainen mittaus. Punaisella on kuvattu mahdollisia vaurioituneita alueita kuten raudituksen korroosiota.

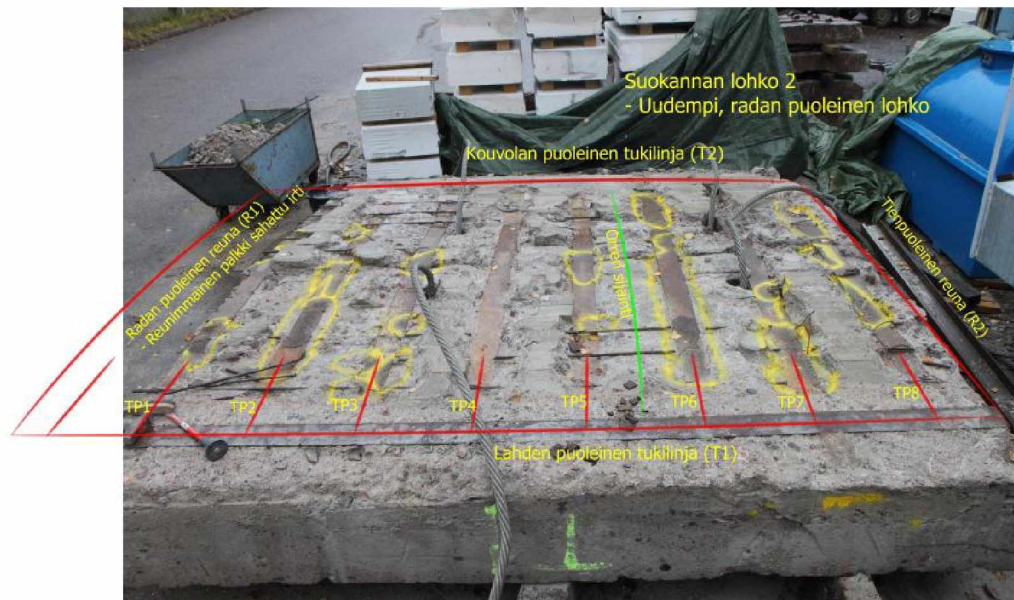
Molemmilla mittauskerroilla lohko 1 mitattiin myös pituussuuntaisin linjoin, mutta koska linjat kulkevat osin teräspalkkien välissä tulokset eivät paljastaneet vaurioita teräspalkeissa niin selkeästi kuin poikkisuuntaiset linjat (kuva 4.7).



Kuva 4.7 Maatutkasignaalin vaimeneminen noin 2,5 cm sillan alapinnasta, pituussuuntainen mittaus. Punaisella on kuvattu mahdollisia vaurioituneita alueita kuten raudituksen korroosiota.

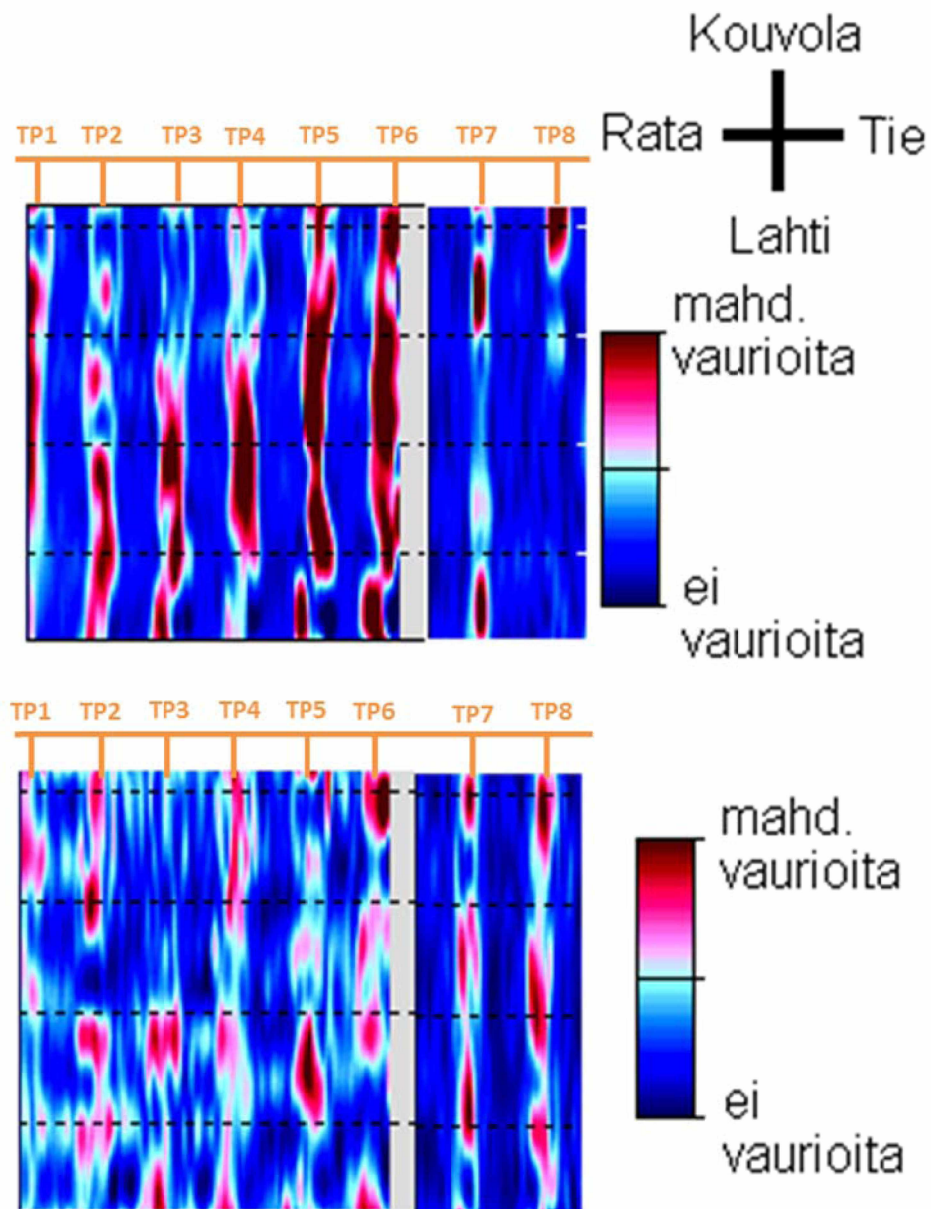
4.6 Lohko 2

Kuvassa 4.8 on esitetty lohkon 2 alapinta avattuna.



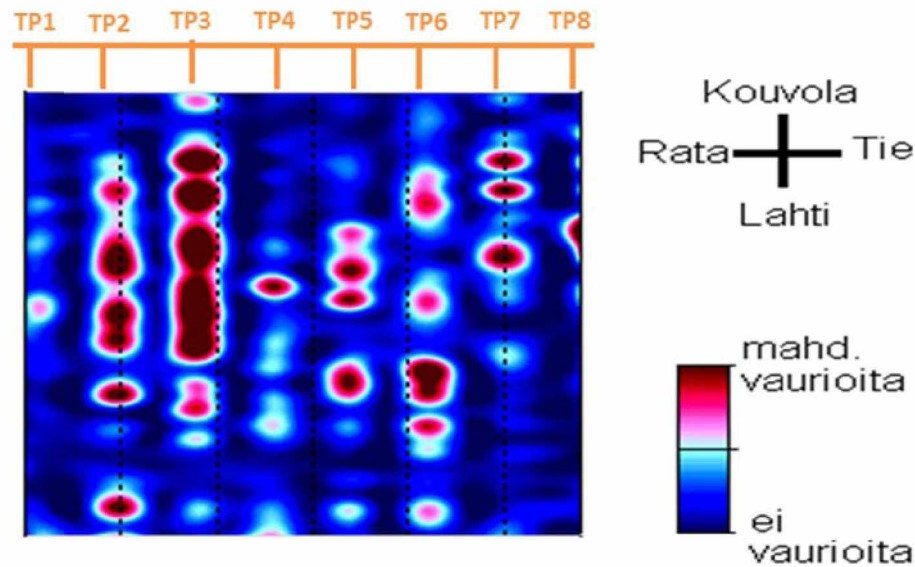
Kuva 4.8 Lohko 2 alapinta avattuna. Lohkon radanpuoleiselta reunalta on sahattu yksi palkki pois. Keltaisella merkitty kohdat, joissa teräspalkit olivat selkeästi ruostuneet. Poikittaisten pyöröterästen teräspalkkien kohdalla olevista osista 50 % oli ruostunut.

Maatutkatuloksia verratessa lohkon 2 alapinnan avauskuvaan havaitaan ruostuneiden kohtien sijaintien vastaavan hyvin maatutkasignaalin vaimenemiskartan kanssa, jossa on esitetty mahdolliset vauriot 2,5 cm:n ja 5 cm:n syvyydellä kannen alapinnasta (kuva 4.9).



Kuva 4.9 Maatutkasignaalin vaimeneminen noin 2,5 cm sillan alapinnasta (yllä) ja 5 cm sillan alapinnasta (alla), poikittaissuuntainen mittaus. Punaisella on kuvattu mahdollisia vaurioituneita alueita kuten raudoituksen korroosiota.

Korrelaatio on melko hyvä myös maatutkasignaalin vaimenemiskartan kanssa, jossa on esitetty mahdolliset vauriot 37,5 cm syvyydellä kannen yläpinnasta (Kuva 4.10).



Kuva 4.10 Maatutkasignaalin vaimeneminen noin 37,5 cm sillan yläpinnasta, poikittaissuuntainen mittaus. Punaisella on kuvattu mahdollisia vaurioituneita alueita kuten raudoituksen korroosiota.

4.7 Yhteenveto

Suokannan ratasillan maatutkaluotauksesta saatu aineisto ja siitä lasketut tulokset antoivat hyödyllistä tietoa maatutkauksen soveltamisesta aputyökaluna betonisen siltakannan kunnon selvittämisessä. Aineistosta laskettiin maatutkasignaalin vaimenemiskartat, joihin tulkitiin mahdolliset vaurioituneet kohdat. Vaurioiden laatua ei pystytä ilman muuta referenssiaineistoa määrittämään, mutta tulokset osoittavat paikkoja, joihin jatkotutkimukset selkeimmin kannattaisi kohdistaa. Tuloksia verrattiin referenssinä saatuihin valokuviin alapinnastaan avatuista sillan lohkoista. Maatutkatulokset vastasivat melko hyvin lohkojen avauksissa löydettyjä kohtia, joissa teräspalkit olivat runsaasti ruostuneet. Paikoin ruostetta ei löytynyt, vaikka maatutkatulos osoitti mahdollista vauriota kyseeseen kohtaan. Nämä vauriot olivat mahdollisesti teräspalkkien alla olleita tyhjätaloja, jotka johtuivat riittämättömästä valunaikaisesta tiivistämisestä. Parhaat tulokset saatiin tutkaamalla ratasilta sillan alapuolelta poikkisuunnassa sillan teräspalkkeihin nähden. Sillan päältä mitattuja tuloksia verrattiin sillan alta mitattuihin tuloksiin ja paras korrelaatio havaittiin palkkien suuntaisilla mittauksilla. Tulosten vertailua vaikeutti se, että mitattava pinta-ala oli hieman eri päältä mitatessa kuin alhaalta päin mitatessa. Molempien mittauskertojen tulokset kuitenkin osoittavat Suokannan ratasillassa olevan mahdollisia vaurioituneita kohtia esim. ruosteisia teräspalkkeja sekä mahdollisia muita vaurioita, joiden laatua voisi muilla jatkotutkimuksilla mahdollisesti selvittää.

4.8 Läheteet

Barrile V. & Pucinotti R. 2005. Application of radar technology to reinforced concrete structures: a case study. *NDT & E International* 38(7): 596-604.

Daniels, D.J. 1996. Surface penetrating radar. London: Institution of Electrical Engineers.

Harris, D., Hong S. & Newbolds S.A. 2010. Practical evaluation of bridge deck reinforcement corrosion using ground penetrating radar, half-cell, and sounding. Transportation Research Board 89th Annual Meeting, 2010, Report No. 10-2368, Washington D.C. 1-14 October, 2010: 16 p. Washington: Transportation Research Board.

Jol, H.M. 2009. Ground penetrating radar: theory and applications. Oxford: Elsevier.
Maierhof, C. & Leipold, S. 2001. Radar investigation of masonry structures. *NDT & E International* 34(2): 139-147.

Maser, K.R. 1986. Detection of progressive deterioration in bridge decks using ground penetrating radar. In Leon R Wang & Gajan M. Sabnis (eds.): Proceedings of a session, ASCE Convention in Boston, MA, Oct 27, 1986. New York: American Society of Civil Engineers.

Saarenketo, T. 2006. Electrical properties of road materials and subgrade soils and the use of ground penetrating radar in traffic infrastructure surveys. *Acta Universitatis Ouluensis, A471*. Oulu: Oulu University Press.

Warhus, J. P., Mast, J. E., Johansson, E.M. & Nelson, S.D. 1994. Improved ground penetrating radar, bridge decks. Structural Materials Technology. Non-Destructive Technology Conference. Atlantic City, 23-25 February. Livermore, California: Lawrence Livermore National Laboratory (LLNL).

5 Sillan koekuormittaminen

5.1 Tutkimuksen taustaa

Vuonna 2011 Tampereen teknillisen yliopiston Maa- ja pohjarakenteiden yksikön toimesta koekuormitettiin käytöstä poistetun Suokannan rautatiesillan kaksi lohkoa murtoon, jotta teräspalkkibetonisen siltakannen rakenteelliseen toimintaan vaikuttavat tekijät saataisiin paremmin selville ja rakennetyypin siltojen kantavuuden arvioinnin käyttöön saataisiin hyödyllistä tietoa. Koekuormituksen suunnittelu, toteutus, kirjallisuusselvitys, mittaustulosten käsittely ja analysointi toteutettiin diplomityönä [Tulonen, 2012]. Tämä raportin Suokannan sillan koekuormitusta käsittelevä kappale pohjautuu paljolti kyseiseen diplomityöhön sekä sen liitteisiin ja sisältää täten paljon samaa asiaa. Tarkoituksena tässä raportissa on kytkeä diplomityön havainnot ja tulokset tiiviimmin saman tutkimusalueen (TERA 5) muihin osa-alueisiin, joita ei juuriakaan diplomityössä käsitelty. Vaikka tämä raportin kappale Suokannan sillan koekuormituksesta on kokonaisuudessaan tässä ilmoittaen viitattu aiheesta tehtyyn diplomityöhön, on tekstissä olennaisissa kohdissa viittauksia diplomityöhön, kun on nähty tarpeelliseksi osoittaa lisätiedon olemassaolo.

Tutkimuksen tuloksia ja osa raportin kuvista on julkaistu ennen tämän raportin julkaisua lähteessä Structural Engineering International, Volume 24, Number 4, November 2014, julkaisija: IABSE, <http://www.iabse.org>. [Tulonen & Laaksonen 2014]

Diplomityössä esitettiin Suokannan sillan taustoja, laskennallisessa tarkastelussa käytettyä teoriaa, koekuormitusta, laskennallista tarkastelua ja näiden pohjalta tehtyjä johtopäätöksiä. Tässä raportissa kappaleiden jako on samantyyppinen, mutta sisältöä on paikoitellen päivitetty ja laajennettu. Koekuormitusten tulosten ja diplomityön johtopäätöksiä pohjalta jatkettiin teräspalkkibetonisten siltakansien tutkimusta ryhtymällä selvittämään tarkemmin asioita, joihin ei diplomityön rajauksen puitteissa perehdytty kovin syvällisesti.

Jatkoselvityksen aiheet liittyivät suoraan koekuormituksesta tehtyihin havaintoihin teräksen ja betonin tartunnasta ja voimakkaasti ortotrooppisen laatan toiminnasta keskittyneen kuorman alla. Jatkotutkimusta on esitelty tässä raportissa diplomityöhön pohjautuvien analyysien jälkeen. Jatkotutkimuksen aluksi perehdyttiin Ison-Britannialaiseen ohjeistukseen teräspalkkibetonisten siltojen laskennalliseen tarkasteluun. Jotta päästäisiin paremmin käsiksi kahden eri materiaalin rajapinnan toimintaan, ryhdyttiin selvittämään jo diplomityössä käytetyn LUSAS-ohjelmiston mahdollisuuksia mallintaa teräspalkkibetoninen rakenne 3D solidimallilla, jossa betonin halkeilu otetaan huomioon.

Voimakkaasti ortotrooppisen ja suhteessa liikennekuormaan leveän siltalaatan tapauksessa poikittainen kestävyys saattaa olla kriittinen kantavuuden kannalta tarkasteltaessa rakenteen rasituksia puhtaasti kimmoteorian pohjalta. Täten jatkotutkimuksessa päätettiin tarkastella myös menetelmiä, jolla rakenteen todellista kapasiteettia saadaan hyödynnettyä entistä paremmin, sillä myös Suokannan koekuormituksissa havaittiin, että poikittaisen kapasiteetin ylittymisestä huolimatta kuormia pystyi edelleen jakautumaan kuormitetun alueen ulkopuolelle.

Jatkotutkimuksen tarkoitus oli selvittää alustavasti mahdollisesti toteutettavan laajemman jatkotutkimuksen painopistealuetta ja sen mahdollisuuksia tuottaa hyödyllistä lisätietoa jo ennestään olemassa olevan tiedon rinnalle sovellettavaksi teräspalkki-betonisten tai vastaavanlaisten siltojen kantavuuden arvioinnissa. Täten jatkotutkimuksen ulkopuolelle rajautui varsinaisten mitoitusmenetelmien löytäminen tai kehittäminen. Mahdollisesti diplomityön johtopäätöksiin vaikuttavat tekijät huomioitaisiin.

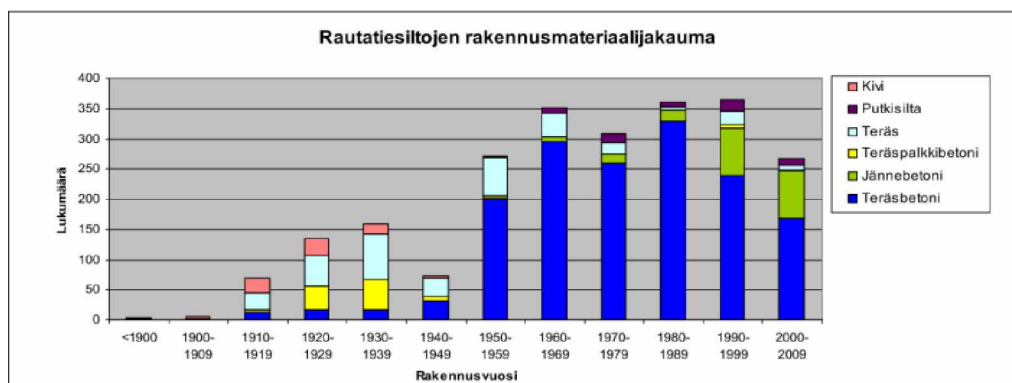
Viimeisessä kappaleessa, tutkimuksen yhteenvedon jälkeen, esitetään suosituksia teräspalkkibetonisten siltojen alustavaan kantavuuden tarkasteluun. Suositukset perustuvat tämän raportin taustalla olleen diplomityön johtopäätöksiin päivitettyinä tarpeellisilta osiltaan tässä raportissa esitetyn jatkotutkimuksen johtopäätöksillä. Kappaleessa on esitetty myös ohjeistusta alustavaan siltojen kantavuuden tarkasteluun. Kyseistä ohjeistusta käytettiin VR Track Oy:n tekemässä teräspalkkibetonisen siltajoukon tarkastelussa, jonka tuloksia esitetään kappaleessa 6. On huomattava, että ajallisesti ohjeistus alustavaan tarkasteluun laadittiin alustavien koekuormitusten tulosten tarkastelun pohjalta ja siis ennen kuin varsinaisiin diplomityön johtopäätöksiin oli päädytty.

5.2 ”Teräspalkit betonissa”-rakenteiset sillat

5.2.1 Rakentamishistoriaa

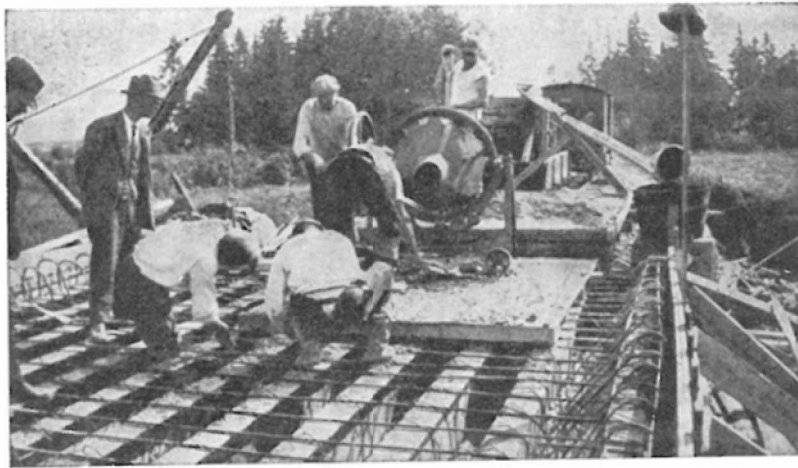
Suomen rataverkolla on 94 kappaletta teräspalkkibetonityyppistä rautatiesiltaa. Kyseisen siltatyyppin siltojen keski-ikä on n. 74 vuotta ja kyseistä siltatyyppiä on käytetty ratojen rakentamisessa paljolti 1900-luvun alkupuoliskolla. Ensimmäiset kyseisen tyyppin sillat on rakennettu vuonna 1915. Vuosisadan aikana rautateiden siltojen suurimmat suunnittelukuormat ja sillat ylittävä liikennemäärä ovat lisääntyneet huomattavasti, seuraten Suomen itsenäistymistä ja teollistumista. Teräspalkkibetoniset sillat suunniteltiin alun perin paljolti erilaisille rautatiekuormille, joita ne nyt kokevat.

Kuvassa 5.1 on esitetty suomalaisten rautatiesiltojen rakennusmateriaalien jakauma rakennusajankohdan mukaan. Kuvasta nähdään, että käytössä olevien teräspalkkibetonisten siltojen rakennusajankohta painottuu 20- ja 30-luvuille. Muutama silta rakennettiin myös 40-luvulla, mutta tämän jälkeen teräspalkkibetonisia siltoja ei rakennettu moneen vuosikymmeneen. Vuosisadan lopun tutkimuspanostuksesta ja suunnittelustandardien päivittämisestä seurasi, että muutama teräspalkkibetoninen silta rakennettiin myös 90-luvulla.

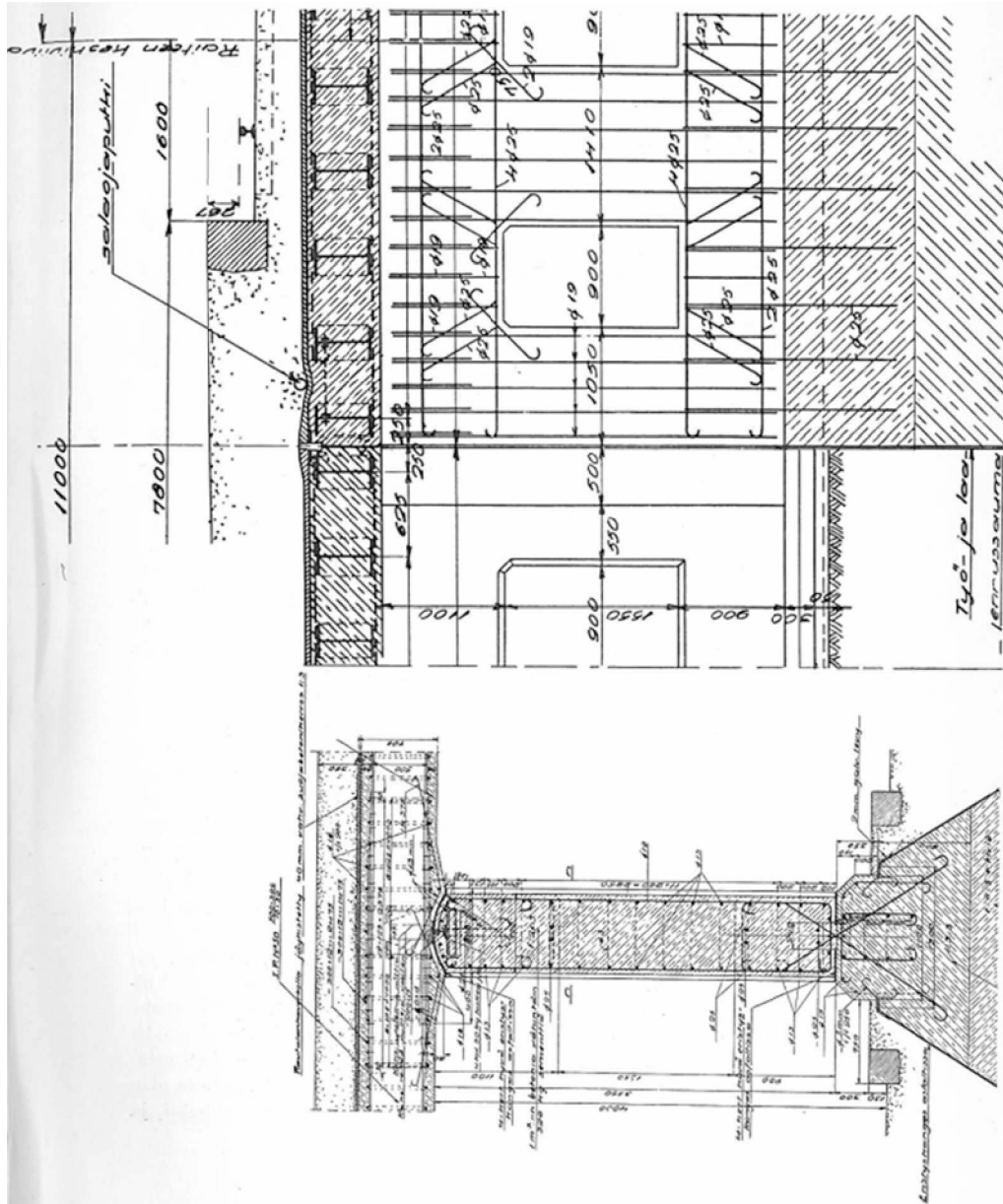


Kuva 5.1 Rautatiesiltojen rakennusmateriaalien jakautuminen eri vuosikymmenille [VR Rata,2009]

Teräspalkkibetoni oli suosittu siltojen rakennetyyppi vuosisadan alussa, sillä se tarjosi suuren jäykkyyden matalalla rakennekorkeudella ja kyseisen tyyppin sillat olivat suhteellisen helppoja rakentaa. Rakentamisvaiheen raudoitustyöt olivat vähäisiä ja päätyö oli asettaa palkit oikealla jaolla paikoilleen ja valaa betonia ympärille. Valmistustekniikkaa on esitetty kuvassa 5.2. Kun laatan päälle tehtiin vielä vedeneristys ja sorastus, saatiin raide yhtenäiseksi sillan yli ja kansi oli tiivis. Tällöin vuosittaiset huoltotoimenpiteet koettiin helpommiksi ja huokeammiksi, kuin silloissa, joissa rata oli suoraan sillan päällä. Mainittavampia teräspalkkibetonisia rautatiesiltoja 1900-luvun alkupuolelta oli Nordenskiöldinkadun silta Helsingissä (10,75 m + 10,75 m), Puijonkadun silta Kuopiossa (6 m + 6 m), Orimattilantien alikäytäväsilta Lahdessa (7,75 m + 7,75 m) ja Hämeenkadun alikulkukäytävä Tampereella (11,1 m + 11,1 m). [Valtionrautatiet 1937, s. 255–257, Siltojemme historia 2004, s 44] Näistä ainoastaan Hämeenkadun alikulkukäytävä on enää nykypäivänä jäljellä muiden siltojen väistyttyä uusien tieltä. Osa Orimattilan alikäytävänsillan piirustuksista on esitetty kuvassa 5.3.

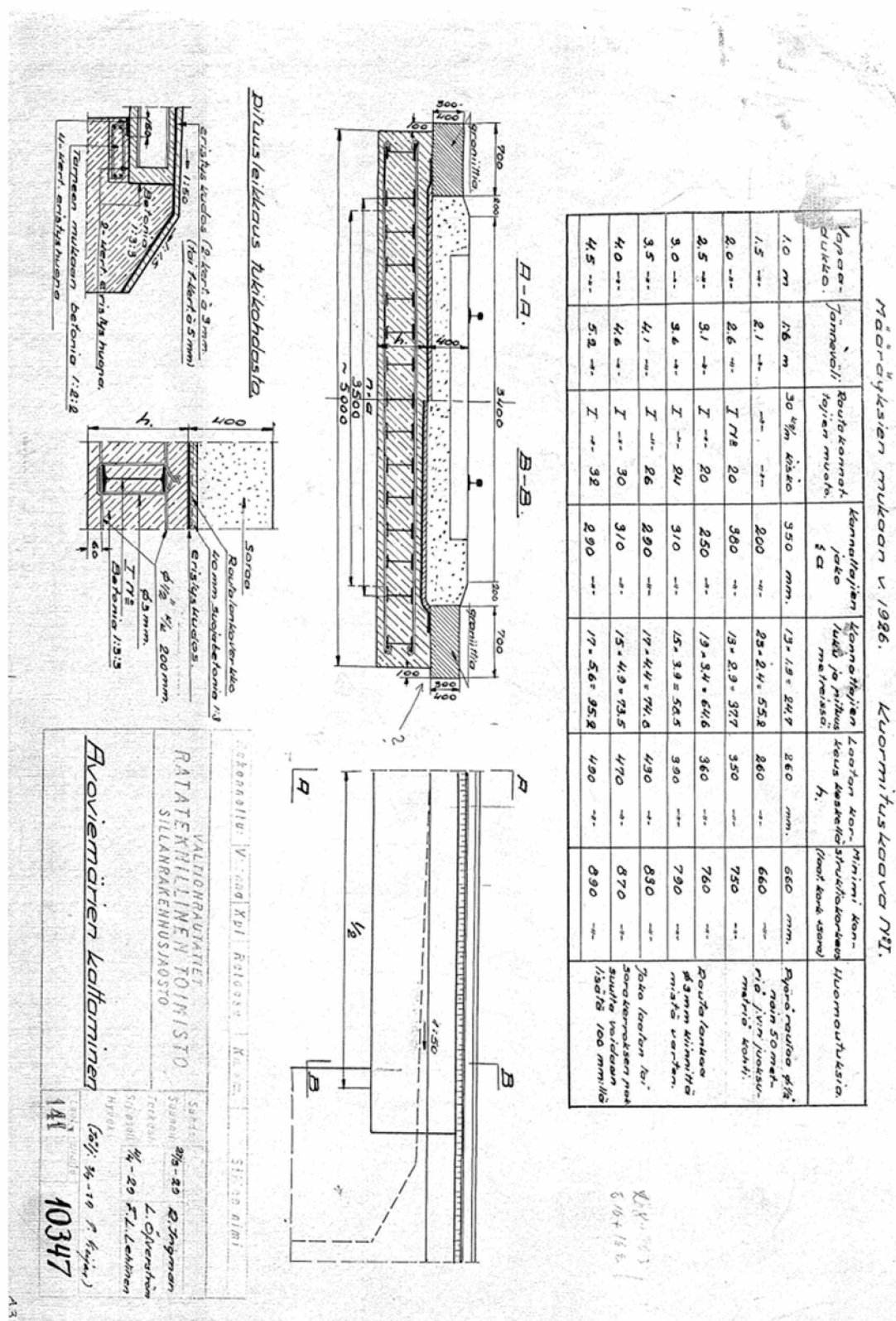


Kuva 5.2 Teräspalkkibetonisen sillan kannen rakentamista. [Valtionrautatiet 1937, s. 205]



Kuva 5.3 Orimattilantien alikäytävän sillan detaljeja. [Valtionrautatiet 1937, s. 205]

Useat teräspalkkibetoniset siltakannet olivat kuitenkin selvästi lyhyempiä jännemitaltaan, kuin edellä mainitut esimerkit. Teräspalkkibetonisia siltakansia onkin suunniteltu usein kiviholvirumpujen ja -siltojen vaihtoehtoiksi ja jännemitaltaan lyhyille siltapaikoille, jossa on vaadittu pientä rakennekorkeutta ja sillalle on tullut useita raiteita kuten esimerkiksi ratapihoille [Teknillinen käsikirja 1943, s.408–409]. Kuvassa 5.4 on esitetty *R. Ingmanin* suunnittelemat tyyppipiirustukset avoviemärien kattamiseksi vuodelta 1929, jossa on mitoitettu teräspalkkibetoninen kansi erilaisilla jännemitoilla. Sillan leveys pysyy vakiona. Rakenneratkaisut ovat paljolti hyvin samankaltaisia kuin tässä raportissa esitellyn Suokannan sillan piirustuksissakin (ks. kuva 5.6).



Kuva 5.4 Teräspalkkibetonisen sillan tyyppipiirustukset vuodelta 1929

Tyypipiirustuksista nähdään, että lyhimmillä jännemitoilla kantavana teräsprofiilina käytettiin 30 kg/m rautatiekiskoa. Jännemitoilla, jotka vastasivat Suokannan sillan jännemittaa, käytetty profiili ja laatan paksuus olivat pienemmät kuin Suokannan sillassa. Syynä todennäköisesti on 12 vuoden aikana muuttuneet kuormituskaaviot ja muu ohjeistus rakenteiden rasitusten laskennasta sekä kasvaneet sallitut jännitykset. Lisäksi rakentamistavan yleistymisen ja täten tarkempi tieto rakenteen toiminnasta on todennäköisesti vaikuttaneet rakenteen poikkileikkauksen kehittymiseen.

1900-luvun alkupuoliskolla otettiin käyttöön monia erilaisia kuormituskaavioita rautatieliikenteen painojen kasvaessa. Huomattavaa on, että vuonna 1926 kuorma-kaavion suurimpia akselipainoja pudotettiin 10 % tasosta johon ne vuonna 1914 nostettiin vastaamaan silloisia Venäjän rautateillä käytettyjä akselipainoja. Täten tässä raportissa esitetyn Suokannan sillan lohkot on todennäköisesti suunniteltu käyttäen korkeampia 20 tonnin akselipainoja toisin kuin uudemmissa tyypipiirustuksissa esitetyt sillat. On myös huomattava, että kuormituskaavioiden muuttuessa, myös junakuorman sysäyksestä aiheutuvan kuormalisän laskentatapa muuttui siten, että kuorma kerrottiin nyt jännemitasta riippuvasta sysäysluvulla, kun aikaisemmin materiaalien sallittuja jännityksiä pienennettiin jännemitasta riippuvasti. [Valtionrautatiet 1962, s. 175]

5.2.2 Rakennetyyppi

Teräspalkkibetonisen sillan rakenne on yksinkertainen: betonin sisään on valettu useita I-palkkeja (usein tyyppiä INP tai IPE) tiheällä jaolla, jotka kantavat rakenteiden omien painojen ja liikenteen aiheuttamat kuormat tuille sillan pitkittäissuunnassa. Palkit saattavat olla valettu kokonaan betonin sisään tai sitten niin, että niiden alalaippa jää näkyville. Betoni peittää teräspalkin ylälaipan kokonaan.

Poikkisuunnassa betonissa on ylä- ja alapinnassa rauditus, joka kulkee teräspalkkien laipan ylä- tai alapuolella tai uuman läpi, jolloin uumaan on porattu reiät raudoitusta varten. Vanhojen tyypipiirustusten ja suunnitteluohjeiden perusteella aikaisemmin teräspalkkibetonisissa silloissa suosittiin poikittaisen raudituksen asettamista teräspalkin profiilin ulkopuolelle. Uutta teräspalkkibetonista siltaa rakennettaessa ohjeistetaan poraamaan teräspalkkien uumaan reiät alareunan poikittaista raudoitusta varten [SFS EN-1994-2 2006, s. 35]. Terästen vieminen uuman läpi ei ollut vieras asia 1900-luvun alkupuolellakaan, sillä kuva Teknisessä käsikirjassa [Teknillinen käsikirja 1929, s. 643] esittää, että rakenteen poikittainen rauditus on viety teräspalkkien läpi uuman läpi.

Vuosisadan alussa teräspalkkibetonisissa silloissa ohjeistettiin ottamaan huomioon vain teräspalkit kantavana rakenteena [Teknillinen käsikirja 1929, s. 643]. Täten rakennetta ei mitoitettu liittorakenteena ja betonin tehtävä oli vain tukea teräspalkkeja vaakasuunnassa kiepahdusta vastaan ja toimia radan päällysrakenteen tukena. Nykymuotoiset teräksen ja betonin liittorakenteiden toiminnan periaatteet kehitettiin 1920-luvulla, minkä jälkeen liittorakenteiden käyttö sillan- ja talorakennuksissa on nykypäiviin asti alati yleistynyt [Liittorakenteet 1982, s. 36]. Suomessa siltojen rakentamisessa liittorakenteita alettiin käyttää laajemmin vasta 1970-luvulla vaarnatappiteknologian ja suunnittelutapojen kehittymisen myötä. [Siltojemme historia 2004, s. 234]. Teräspalkkibetoniset poikkileikkaukset 1900-luvun alkupuoliskolla käsitettiin myös jossain määrin liittorakenteisiksi sillä betonin sekä teräksen kimmoisten jännitysten laskemiseen on löytynyt kaavoja ainakin vuodesta 1929 [Teknillinen käsikirja 1929, s. 543–544]. Kaavojen käyttöön liittyy tosin ohjeistus, että betonin tulisi olla

runsaasti teräspalkkien yläpuolella, mikä on ristiriidassa nykyisten betonilaatan ja teräspalkin korkeuden suhdetta rajoittavien ohjeistuksien mukaan. Voidaan päätellä, että teräspalkkibetonista rakennetta käsiteltiin tällöin paljolti teräsbetonirakenteen tapaan ja tällöinkin vain talonrakennuksessa, jossa teräspalkkeja oli upotettu betonisten lattioiden sisään palonsuojaustoimenpiteenä jo 1800-luvulta asti [Liittorakenteet 1982, s. 35]. Ohjeistusta varsinaisten liittorakenteiden laskemiselle ei vielä vuonna 1929 löytynyt teknillisistä käsikirjoista.

5.2.3 Suunnittelustandardit ja -ohjeet

Nykymuotoisten liittorakenteiden suunnittelu- ja rakentamiskäytäntöjen kehittymisen seurauksesta 1970-luvulla kiinnostus teräspalkkibetonista liittorakennetta kohtaan kasvoi uudestaan Suomessa ja Euroopassa. Kansainvälisen rautatieliiton (International Union of Railways, myöhemmin käytetään lyhennettä UIC) teettämän tutkimus- ja kehittämistyön seurauksena uusi teräspalkkibetoninen sillan kansi voitiin mitoittaa ja rakentaa liittorakenteena, kun suunnittelussa otettiin huomioon seikkoja, jotka varmistivat liittovaikutuksen säilymisen taivutuksessa. Vilho Roos käsitteli vuonna 1993 tekstissään UIC:n tutkimusraportin ja suunnitteluohjeen sisältöä. Roosin mukaan tutkimuksessa ja siinä tehdyissä koekuormituksissa päädyttiin seuraaviin johtopäätöksiin:

- Kokeiden murtokuormat vastasivat laskennallisia
- Betonin ja teräksen kimmokertoimen suhteen sopiva arvo on 6
- Taivutusteoria pitää pitkälti paikkansa
- Staattisissa ja dynaamisissa kuormituksissa ei tapahtunut minkäänlaista liukumaa
- Kutistumalla on merkityksetön vaikutus
- Dynaamisessa (väsytyk-, toim. huom.) kuormituksessa ($N=2 \times 10^6$) rakenne käyttäytyy moitteettomasti normaalikuormilla

Tutkimusraportin perusteella tehdyssä suunnitteluohjeessa annetut ohjeet koskivat paljolti vaatimuksia poikkileikkauksen geometrialle. Teräspalkkien keskinäistä väliä ja palkkien päällä olevan betonikerroksen paksuutta rajoitettiin, jotta betonin ja teräksen väliset tartuntajännitykset eivät nousisi liian suuriksi. Ohjeissa todetaan myös, että teräspalkkien alapinnan tulisi jäädä näkyviin ja poikittainen terästyksen täytyy kulkea palkkien uumaan porattujen reikien läpi, mikä on osaltaan myös varmistaa liittovaikutuksen säilymistä vaarnatappien tapaan. Roos käsitteli raportissaan myös suunnitteluohjeen soveltamista suomalaiseen sillansuunnitteluun ja rakentamiseen. [Roos 1993]

UIC:n suunnitteluohjeen [UIC 773, 1997] vaatimukset uuden teräspalkkibetonisen sillan geometrialle olivat seuraavat:

- Teräspalkkien laippojen vapaa väli saa olla pienimmillään 150 mm
- Teräspalkkien keskikohtien etäisyys ei saa ylittää pienempää arvoista:
 - 75 cm
 - $h/3 + 60$ cm, jossa h on teräspalkin nimelliskorkeus
- Palkkien yläpuolinen betonipeite saa olla vähintään 7 cm ja enintään $h/3$ tai 15 cm

Hyvin samantyyppistä geometriaan liittyvää ohjeistusta uusien teräspalkkibetonisten siltojen suunnittelusta annetaan myös liittorakenteisia siltoja koskevassa eurokoodi-standardissa [SFS EN-1994-2, 2006], jonka voidaan katsoa edustavan nykyistä suunnitteluohjeistusta liittorakenteisten Suomalaisten siltojen mitoituksessa (Liikennevirasto otti eurokoodit käyttöön vuonna 2010 uusien siltojen suunnittelussa). UIC:n edellä mainittujen geometrialle antamien rajoitusten lisäksi standardi antaa seuraavat ohjeet:

- Teräspalkkien nimelliskorkeus on välillä 210–1100 mm
- Teräspalkin laipan sivulla betonipeitteen tulee olla vähintään 8 cm

SFS EN-1994-2 antaa myös ohjeistusta teräspalkkibetonisten siltojen rakenneanalyysiä varten kappaleessa 5.4.2.9, jossa todetaan, että teräspalkkien liukuman vaikutusta ei tarvitse ottaa huomioon, jos silta suunnitellaan noudattaen annettuja geometrisia ohjeita. Rakenteen poikittaisen toiminnan voi ottaa huomioon käyttäen analyysissä ortotrooppista laattaa tai käsittelemällä rakenne arinana. Tarkasteltaessa arinana rakenteen poikittaissuunnan rasituksia, oletetaan poikittaisten arinasauvojen taivutus- ja vääntöjäykkyydeksi puolet täydestä, halkeilemattoman rakenteen, arvosta. Taipumia määritettäessä pääsuunnan taivutusjäykkyydeksi oletetaan halkeilemattoman ja halkeilleen tilan taivutusjäykkyyden keskiarvo. [SFS EN-1994-2, 2006]

Halkeilleen tilan taivutusjäykkyys voidaan määrittää tavanomaisille liittorakenteille tarkoitetuilla kaavoilla, kun laskennassa betonilaattana käsitetään alue rakenteen puristetusta reunasta kimmoisalle neutraaliakselille, joka on määritetty olettamalla betonin vetolujuus nollassa. Poikkileikkauksen taivutusjäykkyys muodostuu betonilaatan ja teräspalkin taivutusjäykkyyksien ja osien aksiaalisten jäykkyyksien summasta. Ottamalla lisäksi huomioon poikkileikkauksen voimatasapainon ja lineaarisen venymäjakauman saadaan liittopoikkileikkauksen kokonaistaivutusjäykkyys lasketua, kuten sen on esittänyt Kouhi & Koukkari:

$$EI_{com} = (1 + \alpha)EI_{c+a} \quad (5.1)$$

missä

EI_{c+a} on liitettyjen osien taivutusjäykkyyksien summa
 α on liittojäykkyysskerroin, joka lasketaan kaavalla:

$$\alpha = \frac{e^2}{EI_{c+a}} \cdot \frac{EA_c \cdot EA_a}{EA_{c+a}} \quad (5.2)$$

missä

e on osien neutraaliakselien välinen etäisyys
 EA_c on betonin aksiaalinen jäykkyys
 EA_a on teräsoosan aksiaalinen jäykkyys
 EA_{c+a} on osien aksiaalijäykkyyksien summa

Teräspalkkibetonisen rakenteen taivutusmomenttikestävyys ohjeistetaan niin UIC:n raportissa kuin eurokoodissa SFS EN-1994-2 laskemaan jäykkäplastisen teorian perusteella. Laskennassa ehtona on, että plastinen neutraaliakseli sijaitsee teräspalkin uuman alueella. Säännöllä pyritään estämään rakenteen halkeilu teräspalkin ylälaipan kohdalla, millä on katsottu olevan mahdollisesti haitallinen vaikutus teräksen ja betonin väliseen tartuntaan. [Designers guide to EN 1994-2].

Olemassa olevan rakenteen tapauksessa jäykkäplastinen neutraaliakseli saattaa tarkasteltavasta geometriasta riippuen nousta kokonaan teräspalkin yläpuolellekin siten, että vain betoni on puristettuna. SFS EN-1994-2 ei anna ohjeistusta tartuntajännitysten laskentaan eikä täten myöskään esitä kuinka neutraaliakselin nousemisen teräspalkin ylälaipan alueelle vaikuttaa betonin ja teräksen väliseen tartuntaan ja siis rakenteen toimintaan liittorakenteena.

Uusien teräspalkkibetonisten siltojen suunnittelua käsitellään UIC:n ja eurokoodien ohjeiden lisäksi Iso-Britannian rakentamisstandardien siltoja koskevissa osissa. Standardissa BS 5400-5:2005 (British Standard: Steel, concrete and composite bridges – Part 5: Code of practice for the design of composite bridges) ei esitetä ohjeita poikkileikkauksen geometrialle vaan ohjeistetaan kuinka tartuntajännitys teräksen ja betonin välillä saadaan laskettua ja annetaan raja-arvot kyseiselle jännitykselle. Myöskään neutraaliakselin sijaintia ei rajoiteta. Lisäksi esitetään yksinkertaistettu tapa sillan poikittaisen taivutusmomentin laskennalle. Standardin ohjeet koskevat tosin tie- ja moottoritesiltoja, joten niiden soveltuvuus rautatiesilloille ei ole taattu.

BS 5400-5:n mukaan tartuntajännitys lasketaan jakamalla poikkileikkauksessa vaikuttava betonin ja betoniteräksen puristusresultantti tartuntajännityksenä tasaisesti teräspalkin ala- ja ylälaipan yläpinnalle sekä uuman molemmille pinnoille, kun palkki on kokonaan betonin ympäröimä, tai pelkästään teräspalkin ylälaipan yläpinnalle ja uuman molemmille pinnoille, kun alalaippa ei ole betonin ympäröimä. Näin laskettu tartuntajännitys ei saa ylittää käyttörajatilassa arvoa 0,7 MPa tai liittorakenteen toiminta täytyy varmistaa riittävillä leikkausliittimillä.

Täydellisen liittorakenteen tapauksessa voidaan betonin ja teräksen välillä vaikuttava leikkausvoima määrittää kaavalla [Kouhi & Koukkari, 1989]:

$$t = \frac{\alpha}{(\alpha+1)e} Q \quad (5.3)$$

missä Q on poikkileikkauksessa vaikuttava pystysuuntainen leikkausvoima ja α ja e edellä määritettyjä poikkileikkauksen geometriasta ja jäykkyydestä riippuvia arvoja. Edellä esitetyllä BS 5400-5:n mukaisella menetelmällä voidaan määrittää leikkausvoiman mitoitusarvo käyttörajatilaa varten:

$$t_{\max} = \tau_{\max} \cdot l \quad (5.4)$$

missä l on se teräspoikkileikkauksen piiri, johon betoni tartunnalla kiinnittyy. Tartuntajännityksen maksimi-arvo τ_{\max} on BS 5400-5:n mukaan 0,7 MPa. Piirin laskennallinen arvo riippuu siitä, onko profiili kokonaan betonin sisällä vai ei:

$$l = \begin{cases} 2h_w + 2b_f, & \text{jos teräspalkki on täysin betonin ympäröimä} \\ 2h_w + b_f, & \text{jos teräspalkin alapinta ei ole betonilaatan sisällä} \end{cases} \quad (5.5)$$

missä h_w on teräspalkin uuman korkeus ja b_f sen laipan leveys.

Huomioitavaa on, että Roosin UIC:n tutkimuksia koskevassa raportissa kerrotaan, että liittovaikutus syntyy pelkästään betonin tartunnasta teräspalkin ylälaippaan, mikä on erilainen tulkinta verrattuna BS 5400-5:n ohjeessa olevaan tekstiin. Lisäksi Roosin raportissa todetaan, että tämä teräspalkin ylälaipassa vaikuttava tartuntajännitys saa olla VR:n määräysten mukaan enintään betonin mitoitusvetolujuuden, f_{ctd} , suuruinen. Vaihtorasituksessa tartuntajännitys ei saa ylittää arvoa $0,15f_{ctd}$. Eri lähte-

den laskutavoilla saadaan siis eri lopputulokset riippuen betonin lujuudesta ja teräspalkin geometriasta.

Johnson ja Buckby käsittelevät kirjassaan BS 5400:5:n laskentatapoja ja raja-arvoja tartuntajännitykselle. Kirjassa todetaan, että standardin antamat tartuntajännityksen raja-arvot ovat määritelty betonilla ympäröityjen teräspalkkien koekuormitusten perusteella. Laskettaessa paikallinen rakenteen tartuntajännitys, riippuu sen suuruus betonilaatan normaalivoiman muutoksesta poikkileikkausten välillä. Kokeissa on yleensä kaksi jännevälin aluetta, leikkausjännitteet, joissa leikkausvoima on vakio ja täten myös normaalivoiman muutos on vakio ja myös tartuntajännitys on vakio. Tällöin kyseistä jännitystä kutsutaan ankkurointitartuntajännitykseksi. Kirjassa todetaan, että kokeista havaittu ankkurointitartuntajännityksen arvo on lähes sama kuin paikallinen tartuntajännitys, joten saavutettua ankkurointilujuuden arvoa voi käyttää myös paikallisen tartuntalujuuden raja-arvona. [Johnson, 1986 s. 238]

Johnsonin mukaan tartuntalujuuden ylitys ei poista teräksen ja betonin yhteistoimintaa kokonaan vaan rakenne toimii edelleen rajapinnan välisen kitkan avulla, mikä johtaa palkin taipumien lisääntymiseen. Jos tämä kitka ei kuitenkaan ole niin suuri, että saavutettaisiin rakenteen plastinen kestävyys, täytyisi rakennetta tarkastella osittaisena liittorakenteen menetelmin. Täten BS 5400-5:n tartuntajännitystarkastelu on tarkoitettu käyttörajatilaan, eli tartuntalujuus ei saisi ylittyä ennen rakenteen teräspalkin myötäämistä. [Johnson, 1986 s. 238–241]

UIC:n tutkimusraporttia ja eurokoodin ohjeistusta vertailtaessa on todennäköistä, että eurokoodin ohjeistus perustuu paljolti UIC:n tekemien koekuormitusten tuloksiin. BS:n esittämät suunnitteluohjeet taas perustuvat toisiin koekuormituksiin ja niiden lähtökohta (pelkät tiesillat) ja lähestymistapa on erilainen kuin eurokoodissa. Yllä esitetyt ohjeet koskevat vain uusien rakenteiden suunnittelua ja rakentamista. On kuitenkin huomattava standardiin BS-5400-5:2005 oheen on tehty myös ohjeistus, jossa käsitellään suunnittelustandardin soveltamista olemassa olevien liittorakenteiden siltojen kantavuuden tarkasteluun [BD 61/10]. Kyseinen ohje sisältää menetelmät olemassa olevien teräspalkkibetonisten kantavuuden tarkasteluun tapauksessa, jossa rakenne täyttää suunnitteluohjeissa annetut vaatimukset sekä tapaukseen, jossa rakenne ei täytä vaatimuksia. Vaatimukset täyttämättömällä rakenteella tarkoitetaan ohjeessa esimerkiksi sellaista rakennetta, jonka poikittainen rauditus on riittämätön tai sitä ei ole ollenkaan. Eurokoodi ei anna vastaavia ohjeita ollenkaan ja olemassa olevien rakenteiden tarkastelu sen perusteella saattaa olla hankalaa koska lähtökohdina olevat rakenteen geometriaa ja materiaalien lujuutta koskevat ohjeet eivät välttämättä täyty.

5.3 Suokannan rautatiesilta

Suokannan rautatiesilta oli rakenteeltaan tyypillinen teräspalkkibetoninen rautatiesilta, joka poistettiin rautatieliikenteen käytöstä vuonna 2010. Silta paikka sijaitsi rataosalla Riihimäki-Kouvola ratakilometrillä 175 + 141, joka on noin 5 km Kausalasta (Iitti) itään päin. Kuvassa 5.5 on yleiskuva siltapaikasta ennen sillan siirtoa toukokuussa 2010. Käytöstä poisto johtui neljän kilometrin mittaisen rataoikaisun valmistamisesta vanhan radan viereen, jolloin vanha ratapenger jäi käyttämättömäksi.

Sillan kaksi lohkoa koekuormitettiin vuoden 2011 syksyllä Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen koehallissa murtoon saakka. Tuloksista pyritään päättämään kyseisen sillan kuormituskestävyyteen vaikuttavat seikat. Tuloksia voidaan käyttää tarkasteltaessa muita samantyyppisiä siltoja ja tarkoituksena on siis tuottaa hyödyllistä tietoa kyseisen siltatyyppin kantavuuden laskentaan, joka on aiemmin ollut haasteellista tai epävarmaa johtuen siitä, että teräspalkkibetonisen sillan rakenteellista toimintaa on tutkittu suhteellisen vähän niin Suomessa kuin ulkomailakin.



Kuva 5.5 Suokannan rautatiesilta toukokuussa 2010, kuvaaja: Heikki Luomala

Suokannan sillan piirustukset on piirtänyt H. F. Törmä päiväyksellä 8.3.1916. Piirustusten otsikko on ”Km:llä 171+141 m olevan 2,42 m rummun kattaminen”. Tietoa ei ole onko aikaisemmin kyseisellä paikalla ollut jonkin muunlainen rumpu tai muu rakenne. Piirustusten päivämäärästä voidaan päätellä, että kyseessä on varmaankin eräs ensimmäisistä tämän siltatyyppin suunnitelmista suomessa, sillä ensimmäisiä teräksellä jäykistettyjä siltoja rakennettiin Suomen rautateille vuosina 1914–1915 [Siltojemme historia 2004, s. 42].

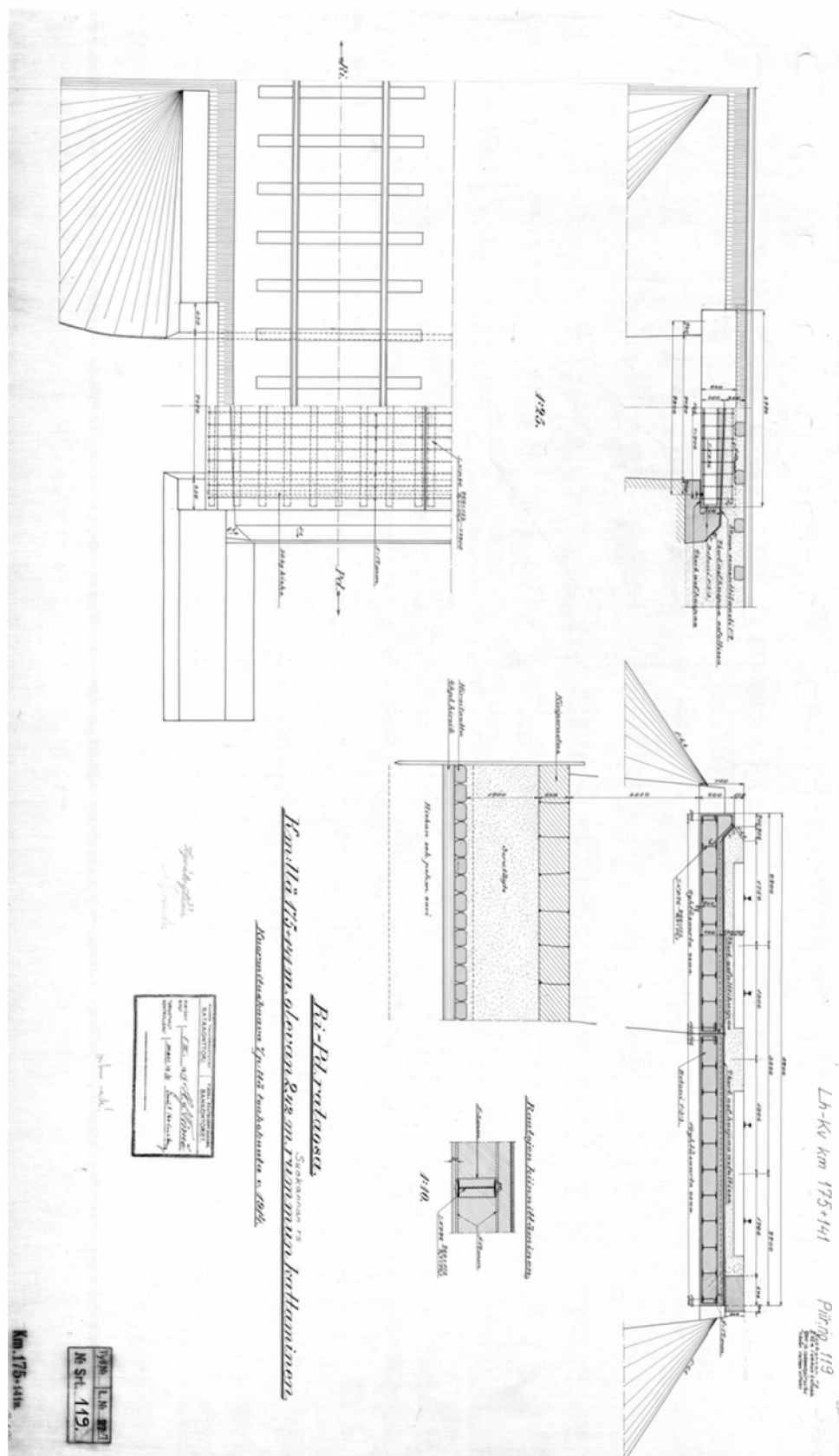
Silta oli yksiaukkoinen ja jännemitaltaan 2,9 m. Sillan vapaa-aukko oli 2,4 m. Silta koostui kahdesta lohkoista, joista vanhempi on rakennettu VR Track:n antamien tietojen vuonna 1916 ja uudempi vuonna 1932. Vanhemmalle lohkolle annettiin nimi ”Lohko 1” ja uudemmalle ”Lohko 2”. Molempien lohkojen rakenne teräspalkkien jaon ja koon sekä betonilaatan paksuuden suhteen oli likimain sama. Lohko 1 oli 4,7 m leveä ja lohko 2 3,5 m leveä ja molemmat lohkot olivat noin 400 mm paksuja. Sillan teräspalkkien tyyppi oli suunnitelmien mukaan INP-26 ja niiden k/k jako oli 400 mm. Silta oli perustettu aikakaudelle tyypillisesti massiivisten kivimuurien varaan. Kaikki suunnitellut mitat on esitetty sillan piirustuksissa kuvassa 5.6.

Verrataan Suokannan sillan mittoja kuvassa 5.4 esitetyn tyyppipiirustusten mukaisien siltojen mittoihin. Tarkastellaan tyyppipiirustusten siltaa, jonka jänneväli on 3,1 metriä. Tyyppipiirustusten sillassa palkkien tyyppi oli INP-20 (200 mm korkeita) ja k/k jako 250 mm. Suokannan sillan hoikkuudeksi (jännemitta / teräspalkin korkeus) lasketaan arvo 11,2 ja tyyppipiirustusten sillalle 15,5. Liittopoikkileikkauksessa teräs-

profiilin osuus koko poikkileikkauksen pinta-alasta on Suokannan sillalla 3,34 % ja tyyppipiirustuksen sillassa 3,72 %. Lasketaan rakenteen teräspalkkien neliömomentti yhtä leveyssuunaan metriä kohden ja jaetaan saatu tulos jännemitan neliöllä, jolloin Suokannan sillalle saadaan arvo $1707 \text{ cm}^4/\text{m}/\text{m}^2$ ja tyyppipiirustuksen sillalle $767 \text{ cm}^4/\text{m}/\text{m}$. Lasketun arvon voidaan katsoa edustavan jännevälille normalisoitua teräspalkkien jäyhyysmomenttia. Tuloksista nähdään, että Suokannan silta on huomattavasti jäykempi kuin vastaavalle jännevälille tarkoitettu tyyppipiirustusten silta. Syynä voi olla suunnitteluajankohtien erot junakuormien suuruudessa tai rakenteen laskentatavoissa. Suokannan sillan koekuormituksesta tehtyjä tuloksia ei täten voi suoraan yleistää siten, että kaikki teräspalkkibetoniset sillat toimivat yhtä hyvin tai samalla varmuuskertoimella. Tuloksista tulisikin poimia havaintoja, jotka auttavat luotettavan laskentatavan valinnassa ja sopivien materiaalien lujuuksien määrittelyssä.

Lohko 1 rakennettiin ja suunniteltiin vuonna 1916 ja lohko 2 vasta 16 vuotta myöhemmin. Sillan suunnittelu kaksiraiteiseksi johtuu todennäköisesti siitä, että ensimmäinen maailmansota asetti Suomen Venäjän ainoaksi reitiksi muuhun Eurooppaan, mikä lisäsi radan liikennöintiä ja aiheutti painetta radan kapasiteetin lisäämiseksi. Kaksoisraide rakennettiin sodan aikana välille Uusikylä–Koria ja Kaipiainen–Taavetti [Valtionrautatiet 1937, s. 147]. Siltapaikka sijaitsi ensin mainitulla asemavälillä. Epäselväksi jää, minkä vuoksi silta rakennettiin täyteen leveyteensä vasta niin paljon myöhemmin ja onko rata siltapaikalla ollut kaksi- vai yksiraiteinen. Raiteiden määrällä on merkitystä tarkasteltaessa siltojen kestävyyttä väsyttävää kuormitusta vastaan.

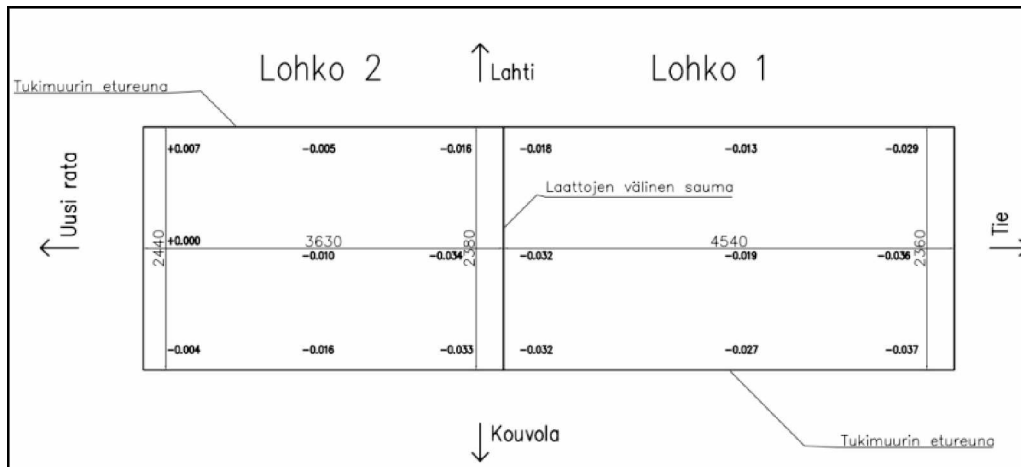
Suokannan sillan tutkimukset aloitettiin perehtymällä kohteen sen hetkiseen siltapaikalla ititissä. Kohteessa oli tarkoitus selvittää rakenteen todelliset mitat ja kunto. Varsinkin siltalohkojen nostotyötä varten lohkojen painon arvioiminen oli tärkeää. Lisäksi teräspalkkien venymäliuskojen paikat valmisteltiin rakenteen alapintaan. Alustavien mittausten jälkeen sillan poistaminen ratarakenteesta aloitettiin. Tukikerroksen poiston yhteydessä rakenteesta mitattiin taipumia ja teräksen venymiä muutamassa kohdassa, jotta olisi saatu käsitys tukikerroksen poiston vaikutuksista sillan rasitukseen.



Kuva 5.6

Suokannan rautatiesillan piirustukset vuodelta 1916 [VR Track, silta-arkisto]

Kuvaan 5.7 on kerätty siltapaikan mittauksissa saadut arvot. Kuvasta nähdään, että laattojen alapinta on suhteellisen vaakatasossa ja suora. Lohkon 1 keskikohta oli selvästi korkeammalla kuin reunat, mihin todennäköinen syy on muottien painuminen valmistuksessa. Täten teräspalkkien suojabetonipaksuudessa on odotettavissa samansuuruisia muutoksia.



Kuva 5.7 Etumuurien väliset etäisyydet, lohkojen leveydet ja alapinnan korkotasoa siltapaikalla 5.5.2011

Muita havaintoja, joita siltapaikalla tehtiin:

- Betoni oli teräspalkkien kohdalla huonosti tiivistyneen näköistä
- Betoni oli joidenkin teräspalkkien kohdalta myös haljennut pituussuunnassa
- Alapintaa avattaessa havaittiin, että jotkin teräspalkit olivat huomattavan ruosteisia
- Etumuurien ja laatan välissä oli n. 10–30 cm betonikerros
- Lohkon 1 ja tuen betonin välissä oli bitumikerros
- Lohkon 2 tuen betoni oli kiinteästi kiinni laatussa
- Lohkon 2 tukibetonikerros Lahden puoleisella tuella oli huomattavasti haljennut
- Lohkojen välisestä saumasta oli vuotanut vettä
- Lohko 1 oli tien puoleiselta reunaltaan uudemman betonikehän reunan päällä



Kuva 5.8 Siltalohkojen alapinta huhtikuussa 2011

Enemmän kuvia siltapaikasta ja tehdyistä havainnoista löytyy Suokannan sillan koekuormituksesta tehdystä diplomityöstä ja sen liitteistä. [Tulonen, 2012]

5.4 Sillan siirtotyö

Suokannan sillan koekuormitusta varten silta oli kaivettava esiin, nostettava pois tultaan ja kuljetettava Tampereen teknilliselle yliopistolle. Siirto oli pyrittävä tekemään siten, että se aiheuttaisi mahdollisimman vähän rasituksia siirrettäville rakenteille, jotta niiden kunto koekuormituksessa vastaisi mahdollisimman hyvin sitä kuntoa, joka niillä oli ollessaan paikallaan ratarakenteessa.

Purkutyö aloitettiin kaivamalla kaivurilla radan päällysrakenne pois sillan päältä. Lohkojen yläpuoliset korkotasot mitattiin ennen ja jälkeen päällysrakenteen poiston, minkä perusteella keskimääräinen maamateriaalikerroksen paksuus sillan päällä saatiin määritettyä. Keskimäärin paksuus oli 1,16 m. Paksumillaan kerros oli 1,48 m:n paksuinen.

Vasta radan päällysrakenteen poistamisen jälkeen saatiin mitattua sillan todelliset mitat. Lohkossa 2 oli tehty sen tuille viistetyt päätyvalut, jotka olivat samaa valua laatan betonin kanssa. Samantyyppinen ratkaisu on esitetty myös sillan piirustuksissa mutta siten, että päätyvalun ja sillan välillä on bitumikerros. Lohkon 2 päätyvalut sahattiin ja piikattiin lohkokista irti ennen nostoa. Kuvassa 5.9 on esitetty siltalohkot päällysrakenteen purun, nostoreikien porauksen ja lohkon 2 päätyvalujen sahauksen jälkeen. Lohkossa 1 ei päätyvaluja ollut, mutta bitumikerros ulottui laatan päätyä ylöspäin. Vedeneriste ja suojabetoni olivat lohkokissa 2 erittäin huonossa kunnossa ja ne lähtivät kevyellä käsitellyllä paloina irti. Lohkon 1 vedeneriste taas oli kohtuullisen tiukasti kiinni betonissa.



Kuva 5.9 Siltalohkot purkutöiden loppuvaiheessa

Lohkot nostettiin ketteillä, jotka menivät läpi nostorei'istä. Lohkojen alla oli kaksi 30 kg/m rataiskoa, joka tukivat rakennetta poikkisuunnassa, jotta noston aiheuttamat poikittaiset rasitukset eivät aiheuttaisi rakenteen halkeilua. Lohkot nostettiin vaakatasossa kuorma-auton lavetille ratapölkyistä tehdyille pedille. Nostossa rakenteet myös punnittiin nosturin vaa'alla. Molemmat lohkot painoivat noin 15 tonnia. Vaikka lohko 2 oli noin metrin kapeampi kuin lohko 1, painoi se silti saman verran reunapalkin ja tuille kiinni jääneen betonin vuoksi.

Radan päällysrakenteen purun aiheuttamat rasitukset sillassa olivat hyvin pieniä purkutyön aikana tehtyjen mittausten mukaan. Suuremmat vaikutukset olivat todennäköisesti ilman lämpötilan muutoksilla mittalaitteisiin ja rakenteeseen. Ulkoilman lämpötila sillan alla muuttui 5 tuntia ja 41 minuuttia kestäneen purkutyön ja mittauksen aikana 21 asteesta 28 asteeseen. Rakenteen lämpötila rakenteen alapinnassa muuttui 19 asteesta 22 asteeseen. Kun tukikerros poistettiin siltalohkon päältä, pääsi yläpinta lämpiämään nopeasti mikä sekin saattoi aiheuttaa rakenteen käyrystymistä sen sisäisen lämpötilaeron vuoksi. 26 t painoisen kaivurin ylitykset näkyvät mittaus tuloksissa, mutta aiheteut venymät olivat suuruusluokaltaan $3 \cdot 10^{-6}$ ja taipumat muutamia millin sadasosia. Kaivurin telien mitta oli 3,4 m, joten todennäköisesti kaivurin

rakenteet kantoivat sen painon suoraan tuille. Edellä mainituista syistä johtuen, venymä- ja taipumamittauksista ei pystytty pääättelemään päällysrakenteen poiston vaikutusta rakenteen rasituksiin.

Silta siirrettiin lavetilla Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen koehallille, jossa kuorma purettiin hallinostureilla. Lohkot asetettiin päällekkäin ulkotilaan, jossa ne suojattiin pressuilla.

5.5 Lujuuden selvittäminen

5.5.1 Betonin puristuslujuus

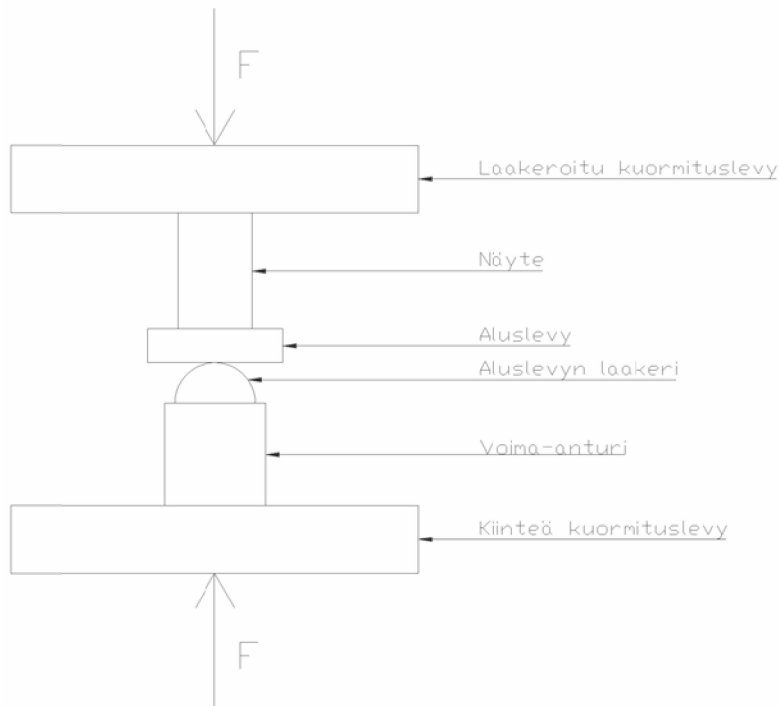
Betonin puristuslujuuden mittaamista varten molemmista siltalohkoista porattiin useita 100 mm halkaisijaltaan olleita lieriöitä rakenteen läpi. Näytteet otettiin lohkojen reunoilta, jotka näytteiden oton jälkeen sahattiin irti. Lohkossa 2 toisella reunalla oli reunapalkki, jota piikattiin auki, jotta näytteet voitiin porata varsinaisen laattarakenteen sisästä. Kuvassa 5.10 on esitetty lohkon 2 reuna näytteiden porauksen jälkeen. Näytteitä saatiin talteen myös sillan siirtotyön yhteydessä, kun lohkojen nostoa varten betoniin porattiin reiät. Myös kuormitusjärjestelmää varten lohkojen keskelle porattiin reiät, josta saatiin talteen näytteitä. Näytteiden porauksen yhteydessä ongelmana oli, että näytteet saattoivat hajota useampaan osaan, jolloin niitä ei saatu välttämättä hyödynnettyä kokonaisuudessaan.



Kuva 5.10 Lohkon 2 reunapalkin juuresta otettujen näytteiden porauksen jättämiä reikiä

Betoninäytteiden puristuslujuus koestettiin TTY:n Rakennustekniikan laitoksen koehallissa kesällä 2011. Puristuslujuuden testaamisessa sovellettiin standardien SFS-EN 12504-1 ja SFS-EN 12390-1&3 ohjeita. Kuormitus suoritettiin kuvan 5.11 mukaisella järjestelyillä. Kuormituslevyt olivat neliön muotoisia ja niiden nurkissa oli mittanturit jotka mittasivat kuormituslevyjen siirtymää.

Rakenteen läpi poratessa poralieriöiden korkeudeksi tuli 350–400 mm. Standardissa SFS-EN 12504-1 suositellaan, että halkaisijan ja näytteen pituuden suhteen pitäisi olla 1:2, mutta tässä tapauksessa päädyttiin tekemään n. 170 mm pitkiä näytteitä, jotta yhdestä poratusta lieriöstä saataisiin kaksi kuormitettavaa näytettä. Neville kertoo, että havaitun lujuuden suhde oikeaan lujuuteen riippuu korkeuden ja halkaisija-suhteesta, mutta myös sen, että suhteen vaihtelu arvon 2 läheisyydessä on hyvin pientä [Neville, 1973 s. 473]. Käytetään tässä työssä puristuslujuuden korjauskertoimen arvoa 0,98 Nevillen kirjassa esitetyn taulukon 8.1 mukaisesti.



Kuva 5.11 Betonin puristuslujuuden testauksen periaatekuva

Näytteiden geometrian mittausta varten näytteet jaettiin kolmeen pituussuuntaiseen mittalinjaan, joilta mitattiin pintojen poikkeama kohtisuorasta. Mittalinjoilta mitattiin myös näytteen halkaisija ylä- ja alareunasta sekä keskeltä ja lisäksi näytteiden pituus. Kuvassa 5.12 on esitetty kaksi näytettä kummastakin lohkoista ennen niiden murtamista. Kuvasta nähdään, että näytteiden raekoot olivat hyvin vaihtelevia näytteissä sisällä ja niiden välillä.



Kuva 5.12 Näytteitä betonin puristuslujuuden koestukseen molemmista lohkoista, vasemmalta lukien: L1-20y, L1-N4y, L2-N5y, L2-N60k

Murtokuormituksessa kuormituslaitteistolla tehtiin pieni, n. 2–3 kN, taarakuorma, jotta näyte pysyi paikoillaan. Tämän jälkeen mittaus käynnistettiin ja kuormitusta alettiin lisäämään tasaisesti n. 1,3 kN/s, jotta näyte murtui 3–6 minuutissa.

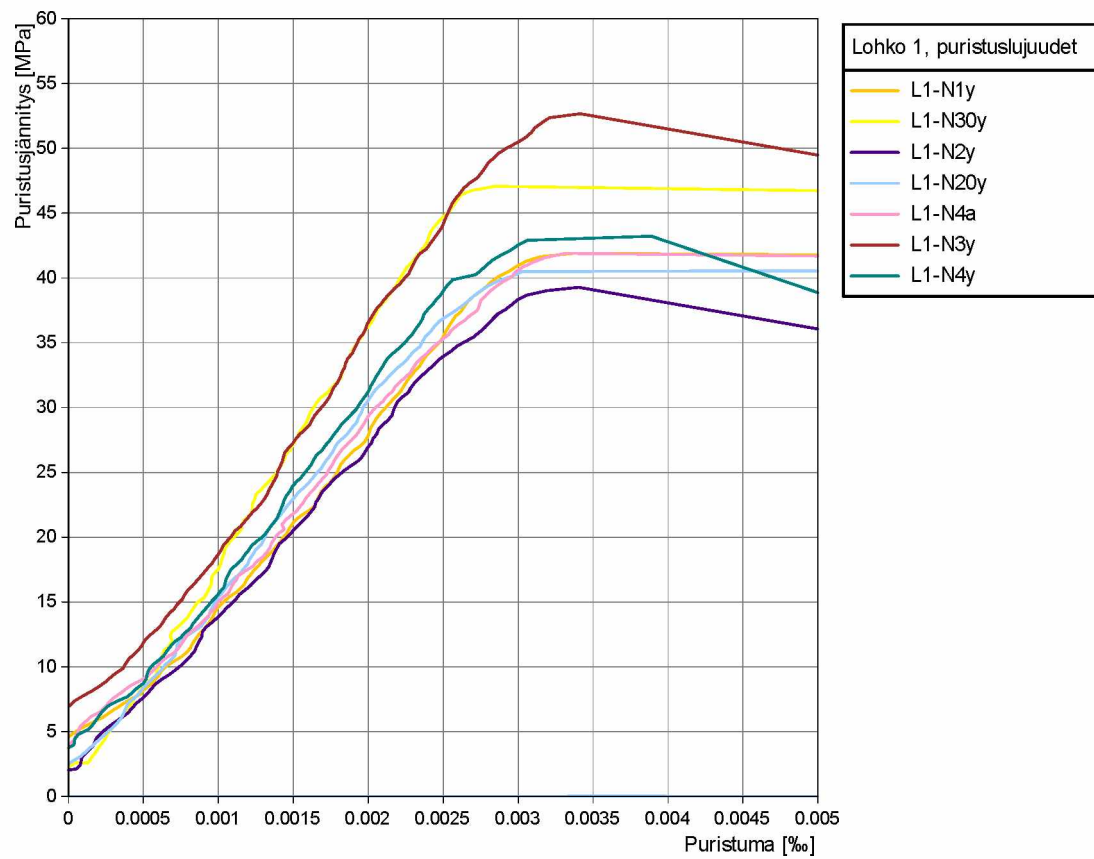
Tuloksena kuormituksista saatiin neljän mitta-anturin siirtymät ja voima-anturin lukemat puristuksen ajalta. Betonin jännitykset saatiin selville jakamalla vaikuttanut voima tasaisesti näytteen keskimääräiselle pinta-alalle. Jonkinlainen käsitys koekappaleen puristumasta saatiin selville, kun saaduista siirtymien keskiarvosta vähennettiin kuormitusjärjestelmän sisäiset siirtymät ja oletettiin jäljelle jääneen erotuksen kuvaavan kuormitettavan näytteen pituuden muutosta. Koetuloksista kuitenkin havaittiin, että kuormituksen alussa näytteen puristumat olivat hyvin suuria. Kyseiset puristumat olivat todennäköisesti välysten poistumista betonin ja kuormituslevyn rajapinnassa, joita pieni taarakuorma ei ollut kyennyt poistamaan.

Mittausten jälkeen tuloksia käsiteltiin siten, että niille määriteltiin kulmakerroin käyrän suoralta osalta, jonka jälkeen käyrää siirrettiin siten, että kulmakertoimen suuntaisesti piirretty suora kulki origon kautta. Näin käsitellyt tulokset on esitetty kuvissa 5.14 ja 5.15.

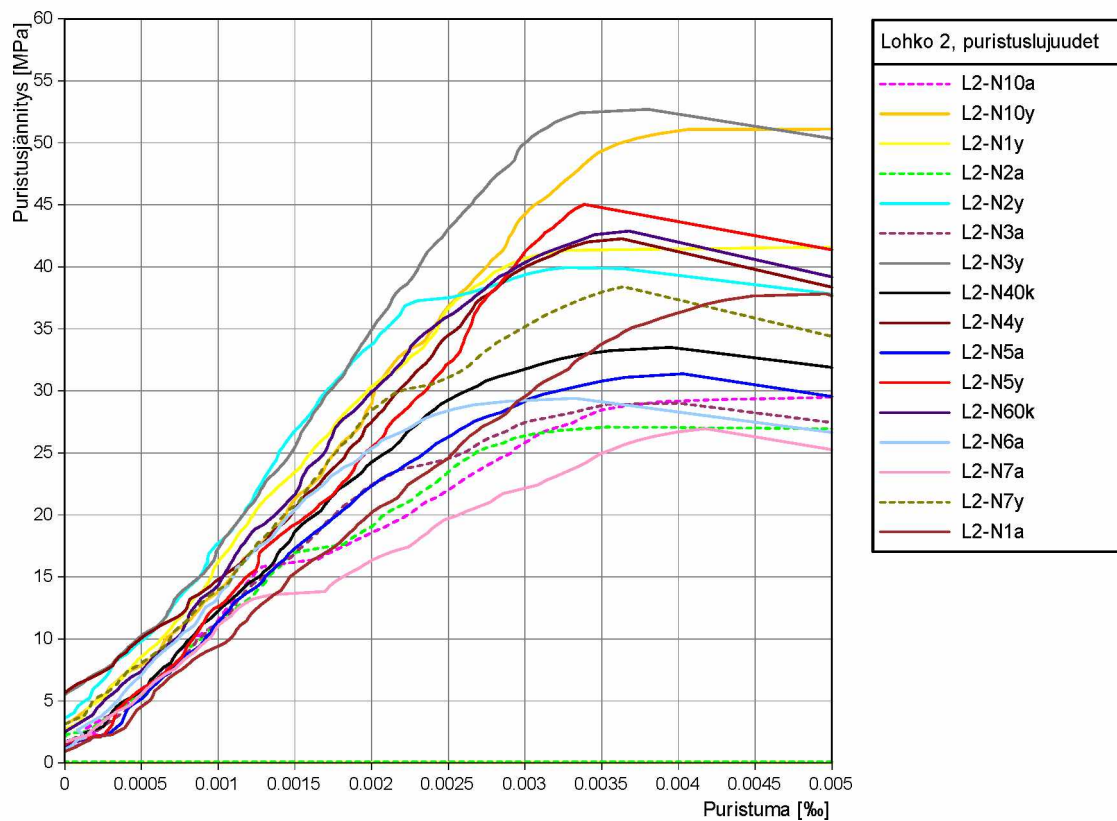
Tuloksista nähtiin myös, että muutamassa lohkon 2 näytteessä joidenkin siirtymäantureiden antamat arvot kasvoivat äkillisesti, siten että ylälevy kiertyi jonkin vaak akselin ympäri. Ilmiö johtui todennäköisesti liian suuresta epäkeskisyydestä tai jostakin häiriöstä tai vauriosta jollakin näytteen reunalla. Kyseisten tulosten ei voida katsoa edustavan keskeistä puristusmurtoa, joten ne on jätetty huomiotta taulukossa 5.1 ja jännitys-puristumakuviissa ne ovat piirretty katkoviivalla. On myös huomattava, että muutamassa muussakin näytteessä puristumat kasvoivat äkillisesti, mutta kyseisissä tapauksissa siirtymät kasvoivat suhteellisen tasaisesti jokaisessa kuormituslevyn nurkassa.



Kuva 5.13 Joitakin havaittuja betonin murtotapoja puristuslujuuden koetuksessa



Kuva 5.14 Lohkon 1 betonin puristusjännitys-puristumayhteyksiä



Kuva 5.15 Lohkon 2 betonin puristusjännitys-puristumayhteyksiä

Taulukko 5.1 Lohkojen puristuslujuudet kokotekijä huomioden (mitattu lujuus * 0,98)

Lohko 1	Murtolujuus [Mpa]	Lohko 2	Murtolujuus [Mpa]
L1-N1y	41.1	L2-N1a	37.1
L1-N20y	39.8	L2-N1y	40.8
L1-N30y	46.1	L2-N10y	50.2
L1-N2y	38.5	L2-N2y	39.1
L1-N4a	41.1	L2-N3y	51.6
L1-N3y	51.6	L2-N40k	32.8
L1-N4y	42.4	L2-N4y	41.4
n	7	L2-N5a	30.7
Keskiarvo	42.9	L2-N5y	44.1
Keskihajonta	4.5	L2-N60k	42.0
		L2-N6a	28.8
		L2-N7a	26.4
		n	12
		Keskiarvo	38.8
		Keskihajonta	8.0

Mittaustuloksista havaitaan, että Suokannan silltalohkojen betoni oli hyvälaatuista ja lujaa. Esimerkiksi vuoden 1936 rautabetonirakenteita koskevissa määräyksissä betonille sallittava jännitys epäkeskeisessä puristuksessa oli 4 MPa. Lukemat eivät tietenkään ole suoraan vertailukelpoisia johtuen 1900-luvun ja nykyisten laskentatapojen ja varmuusajattelun eroista. Tuloksista kuitenkin huomataan, että pelkästään valmistusajan kirjallisuutta hyödynnettäessä saatetaan betonin lujuus huomattavasti aliarvioida.

Käyttämällä standardin EN 13791:2007 menetelmiä, saadaan mittaustuloksista laskettua betonin ominaispuristuslujuudeksi taulukon mukaiset arvot.

Taulukko 5.2 Lohkojen ominaispuristuslujuudet

	Lohko 1	Lohko 2
Ominaispuristuslujuus, f_{ck}	36,9 MPa	30,4 MPa

Betonin lujuuden mitoitusarvo saataisiin jakamalla saatu ominaispuristuslujuus sopivalla osavarmuusluvulla. Uusien liittorakenteiden siltakansien suunnittelussa betonin osavarmuusluku on 1,5 standardin SFS EN-1994-2 mukaan ja lisäksi poikkileikkauksen taivutusmitoituksessa puristuslujuus kerrotaan kertoimella 0,85. Varmuuskerrointa saa pienentää, jos sitä käytetään toimenpiteitä jolla kestävyys epävarmuutta saadaan vähennettyä. Olemassa olevan rakenteen kantavuuden tarkastelussa ainetta rikkovat puristuslujuuden koestukset antavat hyvän kuvan rakenteen todellisesta lujuudesta ja lujuuden hajonnasta.

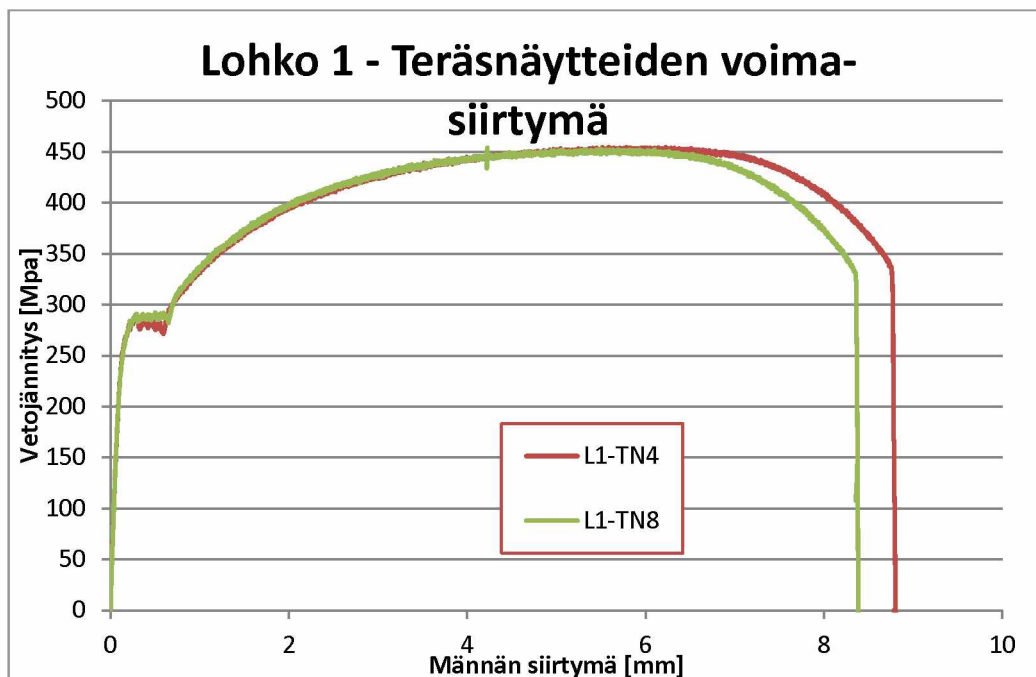
5.5.2 Teräksen vetolujuus

Betonin sisällä olleista teräspalkeista otettiin myös näytteet, joista TTY:n Materiaalitekniikan laitos testasi teräksen myötö- ja vetolujuuden. Koska silltalohkoista saatiin betonin näytteiden oton vuoksi reunalta pois kaistale, joka sisälsi teräspalkin, käytettiin näitä irtisahattuja teräspalkkeja lujuuden testaukseen. Betoni piikattiin pois teräspalkkien ympäriltä yhdestä päästä ja sopivat aihiot vetokoetta varten irro-

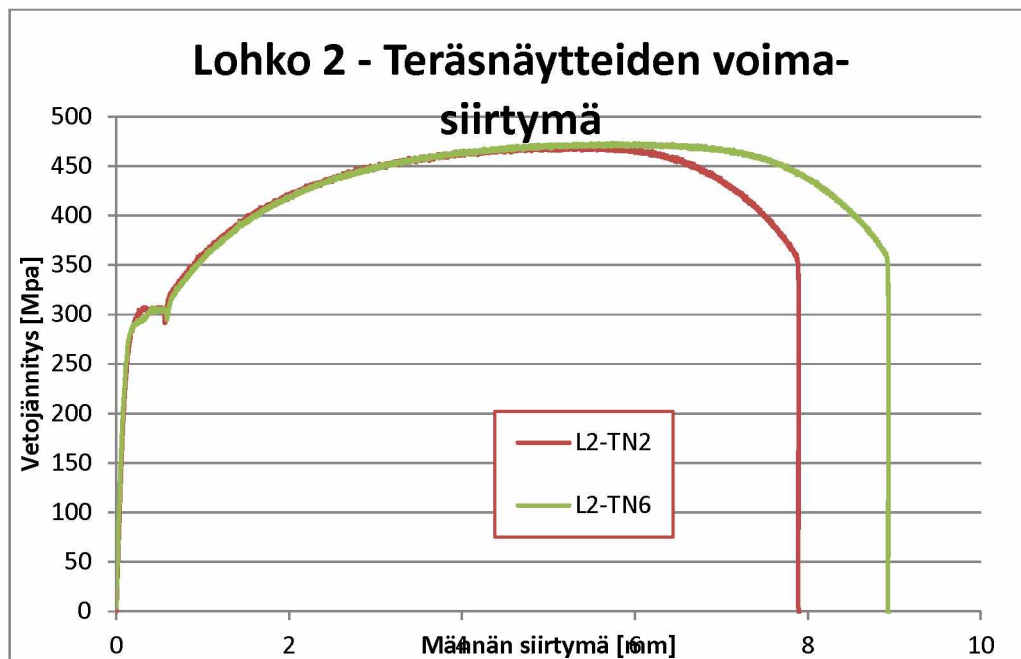
tettiin kulmahiomakoneella. Aihot otettiin teräspalkkien laipan keskikohdasta, jossa laippa on paksuimmillaan, jotta niistä saatiin työstettyä standardin SFS 3471 mukaiset nimellishalkaisijaltaan 10 mm:n kiilaistukkasauvat.

Vetokokeessa kiilaistukkasauvaa vedettiin, kunnes se murtui keskeltä. Kuormituksessa mitattiin vetävää voimaa ja vetävän männän liikettä. Kuvissa 5.16 ja 5.17 on esitetty molempien lohkojen kahden näytteen voima-siirtymä kuvaajat. Taulukossa 5.3 on esitetty yhteenvedona koetuksista saadut myötö- ja murtolujuuden tulokset sekä murtovenymän arvo.

Terästen vetokokeessa suhteellisuusrajan (alue ennen myötämistä) jälkeinen jännitys-siirtymäyhteyden epälineaarisuus oli selkeästi havaittavissa. Koska kuitenkin venymää ei mitattu, saattoi tuloksessa näkyä mittalaitteistosta johtuvaa epälineaarisuutta. On kuitenkin huomattava, että jos teräsmateriaalin käyttäytyminen rakenteessa olisi ennen varsinaista myötörajan saavuttamista hyvin epälineaarista, on sillä vaikutusta myös tutkittavan rakenteen jäykkyysominaisuuksiin oltaessa lähellä rakenteen teräspalkkien alareunan myötämistä.



Kuva 5.16 Lohkon 1 teräksen jännitys-siirtymäyhteyksiä



Kuva 5.17 Lohkon 2 teräksen jännitys-siirtymäyhteyksiä

Taulukko 5.3 Lohkojen teräsnäytteiden mittaustulokset

näyte	murtolujuus [MPa]	myötölujuus [MPa]	murtovenymä [%]
L1TN1	450.2	283.3	35
L1TN2	448.3	285.2	37.5
L1TN3	448.3	272.8	35
L1TN4	454.7	277.9	35
L1TN5	445.4	264.8	32.5
L1TN6	448.4	274.7	32.5
L1TN7	453.6	289.7	35
L1TN8	454.1	287.9	35
L1TN9	452.6	286.6	37.5
L1 keskiarvo	450.6	280.3	35.0
L1 stdev	3.230	8.316	1.768
L2TN1	470.8	302.7	35
L2TN2	470.9	304.7	25
L2TN3	468.9	302.5	35
L2TN4	471.3	299.6	32.5
L2TN5	470.7	303.4	32.5
L2TN6	473.3	294.5	37.5
L2TN7	470.5	300.0	30
L2TN8	470.4	291.9	30
L2TN9	474.7	305.7	32.5
L2 keskiarvo	471.3	300.6	32.2
L2 stdev	1.731	4.639	3.632

Tuloksista nähdään, että terästen myötö- ja murtolujuudet ovat hyviä ja niillä on pieni hajonta. Arvot myös vastaavat melko hyvin ”valantateräkselle” vuoden 1929 Teknillisessä käsikirjassa annettuja lujuuden tavallisia arvoja, jotka ovat myötölujuudelle 2800 kg/cm^2 ja murtolujuudelle 4500 kg/cm^2 . Murtovenymän suuri arvo kertoo teräksen olevan myös erittäin sitkeää.

Eräs virhelähde teräksen lujuuden mittauksessa on se, että näytteet otettiin kunkin lohkon tapauksessa vain yhden teräspalkin laipasta. Käyttäen yllä olevia teräksen vetolujuuksia koekuormituksen laskennallisessa tarkastelussa, saavutettiin kuitenkin hyvä vastaavuus koekuormitusten kanssa.

Käytössä olevasta teräspalkkibetonisesta rakenteesta, jossa teräspalkit ovat kokonaan betonin sisällä, tässä esitetyn kaltainen teräksen lujuuden koestus olisi vaikeaa, koska rakennetta jouduttaisiin rikkomaan huomattavasti, vaikkakin koestuksella saavutettaisiin parempi tieto rakenteen kantavuudesta ja varmuudesta. Rautatiesiltojen kantavuuden laskentaohjeen (RSO 9) liite 2 antaa taulukoituna vanhojen teräslaatu- ja materiaaliominaisuuksia, joita on mahdollista käyttää kantavuuden tarkastelussa. Usein ongelmana saattaa olla, että käytetty teräslaatu ei selviä vanhoista piirustuksista. Esimerkiksi Suokannan sillan piirustuksissa tai teräspalkkibetonisten siltojen tyyppipiirustuksissa ei ole mainintaa käytettävästä teräslaadusta ja myötölujuuden suuruuden arvioiminen on hankalaa. Teräspalkkibetonisen sillan tapauksessa voisi olla järkevää arvioida teräksen myötölujuus alhaiseksi, mutta käyttää myötölujittuvaa mallia teräksen jännitys-venymäyhteydelle. Tällöin käyttörajatilassa rakenne pysyisi varmasti kimmoisalla alueella ja murtorajatilassa saataisiin paremmin hyödynnettyä teräspalkkien todellinen kapasiteetti. Tällöin tosin poikkileikkauksen jäykkäplastinen laskenta ei ole mahdollista vaan kestävyyslaskenta tulee perustua tarkempaan poikkileikkaustasapainon laskentaan.

5.6 Sillan koekuormitus

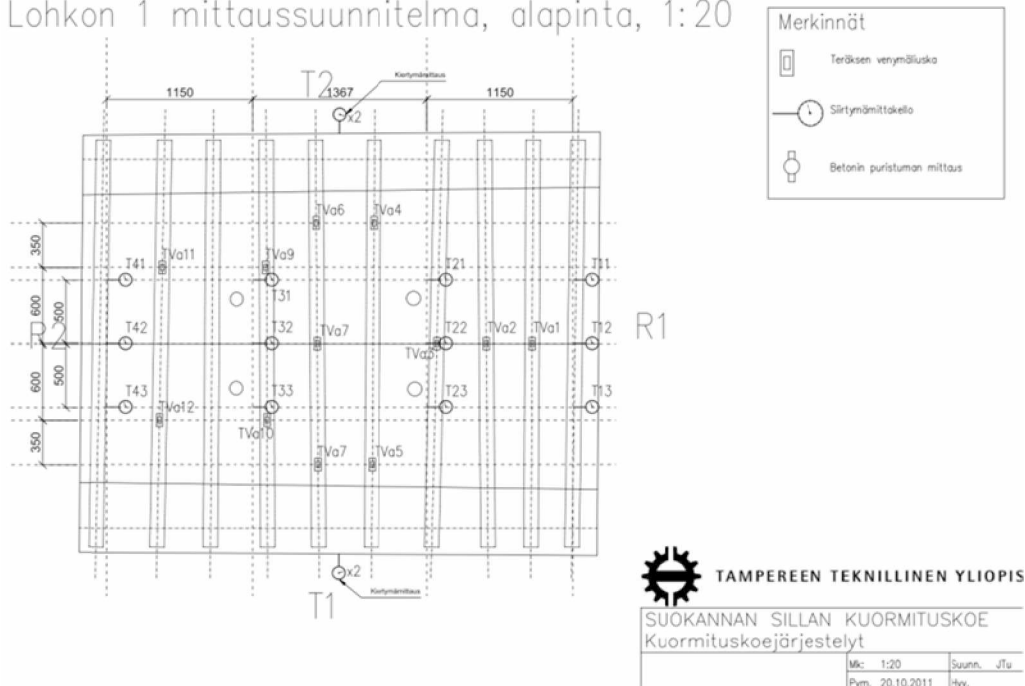
5.6.1 Koekuormitusten järjestely

Suokannan kahden siltalohkon koekuormituksella oli tarkoitus selvittää, kuinka hyvin vanha teräspalkkibetoninen rakenne toimii liittorakenteena. Mittaus- ja koekuormitusjärjestelyjä lähdettiin suunnittelemaan siten, että mittaustuloksista saataisiin mahdollisimman hyvin selville rakenteen käyttäytyminen eri kuormatasoilla ja että tulokset olisivat vertailtavissa laskennallisten tarkastelujen kanssa. Täten rakenteesta mitattiin useasta kohtaa muodonmuutoksia kuten venymiä ja taipumia, jotta esille saataisiin rakenteen jäykkyyteen ja kestävyysliittyviä suureita pää- ja poikkisuunnassa. Myös rakennetta kuormittava voima mitattiin.

Molemmista lohkoista mitattiin taipumia niiden keskilinjoilta useasta kohdasta, sekä jännevälin kolmannespisteistä. Taipumien mittausta tehtiin rakenteen alapinnasta. Betonin sisällä olleista teräspalkeista mitattiin teräksen venymiä alareunasta ja muutamasta kohtaa venymiä myös yläreunasta. Betonilaatan puristumaa mitattiin useasta kohtaa rakenteen yläpinnasta pituussuunnassa ja kahdessa kohtaa poikkisuunnassa. Betonin puristuman mittaamiseen käytettiin teräksen venymäantureihin perustuvaa silmukkaa, joka oli kiinnitetty betoniin. Mittausten lukumäärää rajoitti jossain määrin se, että rakenne pyrittiin säilyttämään kohtuullisen ehjänä ennen koekuormitusta ja anturien asennus vaati paikoitellen rakenteen rikkomista. Sillan mittaus- ja suunnitelmat, joissa näytetään anturien sijainnit ja nimet, ovat esitetty lohkon 1 osal-

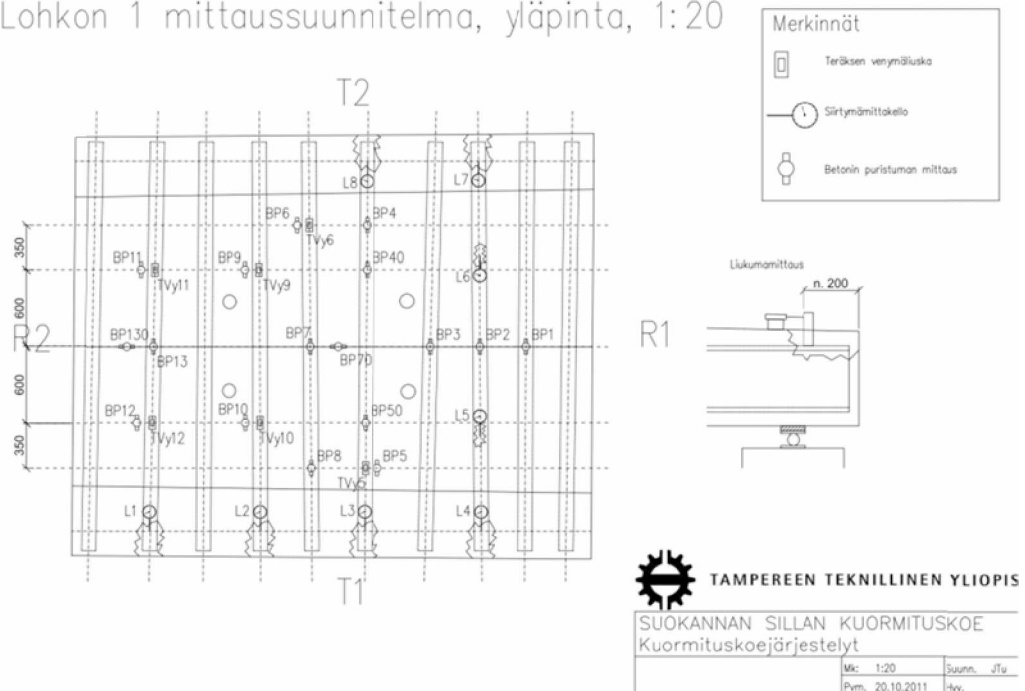
ta kuvissa 5.18 ja 5.19 ja lohkon 2 osalta kuvissa 5.20 ja 5.21. Instrumentoinnista ja mittaustekniikasta on kerrottu tarkemmin ja laajemmin Suokannan sillan koekuormituksesta tehdyssä diplomityössä. [Tulonen, 2012]

Lohkon 1 mittaussuunnitelma, alapinta, 1:20



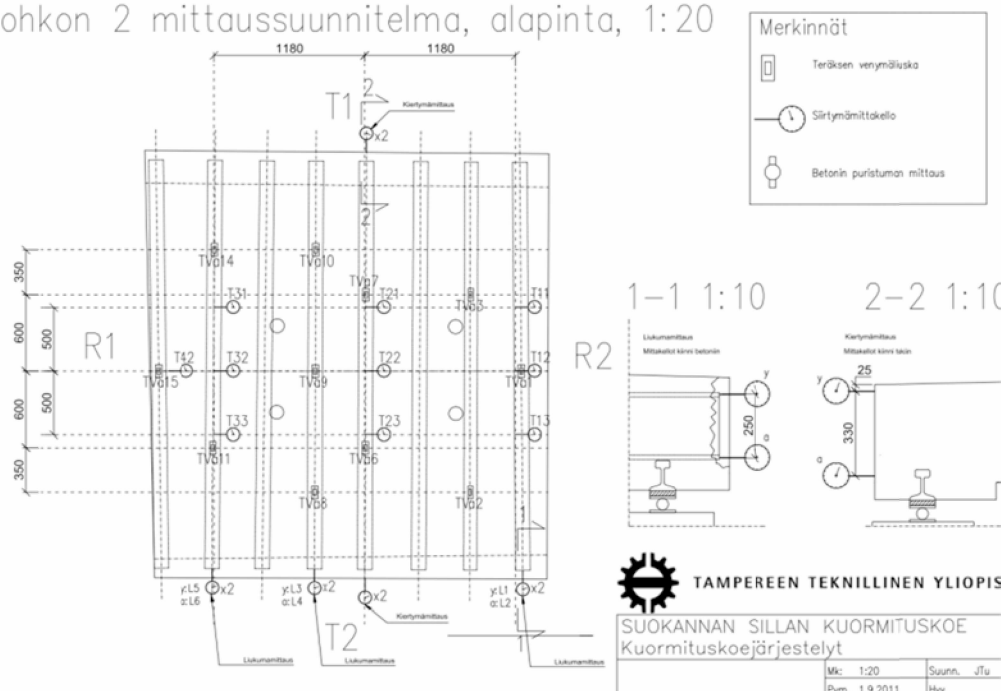
Kuva 5.18 Lohkon 1 alapinnan mittaussuunnitelma(ei mittakaavassa)

Lohkon 1 mittaussuunnitelma, yläpinta, 1:20



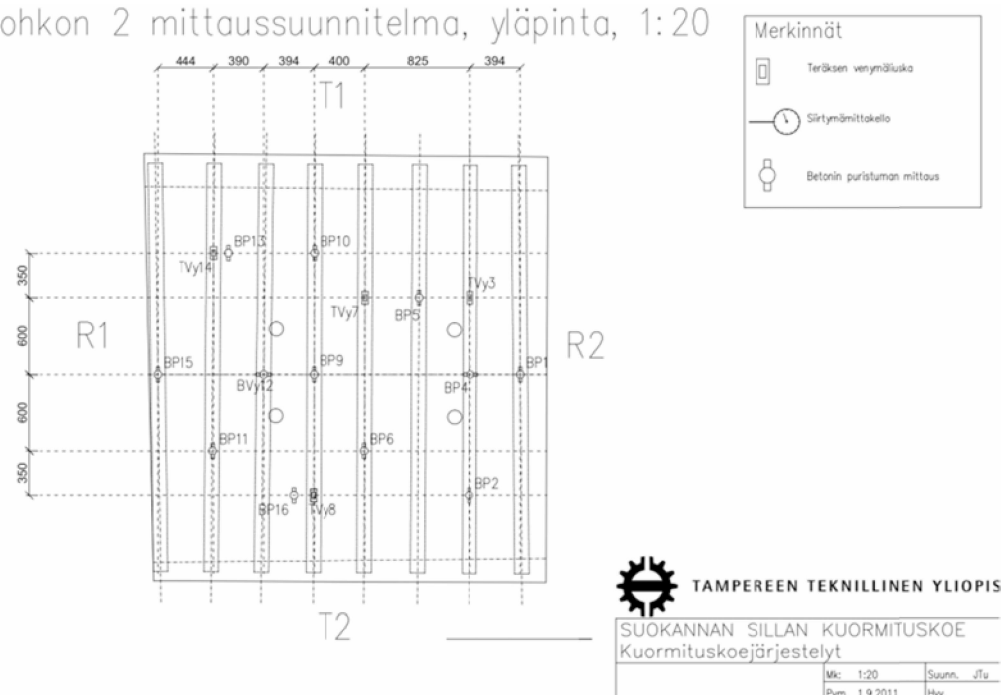
Kuva 5.19 Lohkon yläpinnan mittaussuunnitelma (ei mittakaavassa)

Lohkon 2 mittaussuunnitelma, alapinta, 1:20



Kuva 5.20 Lohkon 2 alapinnan mittaussuunnitelma(ei mittakaavassa)

Lohkon 2 mittaussuunnitelma, yläpinta, 1:20



Kuva 5.21 Lohkon 2 yläpinnan mittaussuunnitelma(ei mittakaavassa)

Kuormittava voima rakenteelle tuotettiin hydraulisilla tunkeilla, joiden voima välitettiin terästangoilla kuormituspalkistolle, joka oli siltarakenteen päällä. Hydrauliset tunkit sijaitsivat sillan ja kuormituskehän lattian alla. Kuormituspalkisto koostui varsinaisista kuormituspalkkeista ja jakopalkeista sekä eri osien välillä olleista teräslaatoista. Kuormituspalkkeja (2xHEB-300) kuormitettiin jakopalkeilla (2xUNP-400), joi-

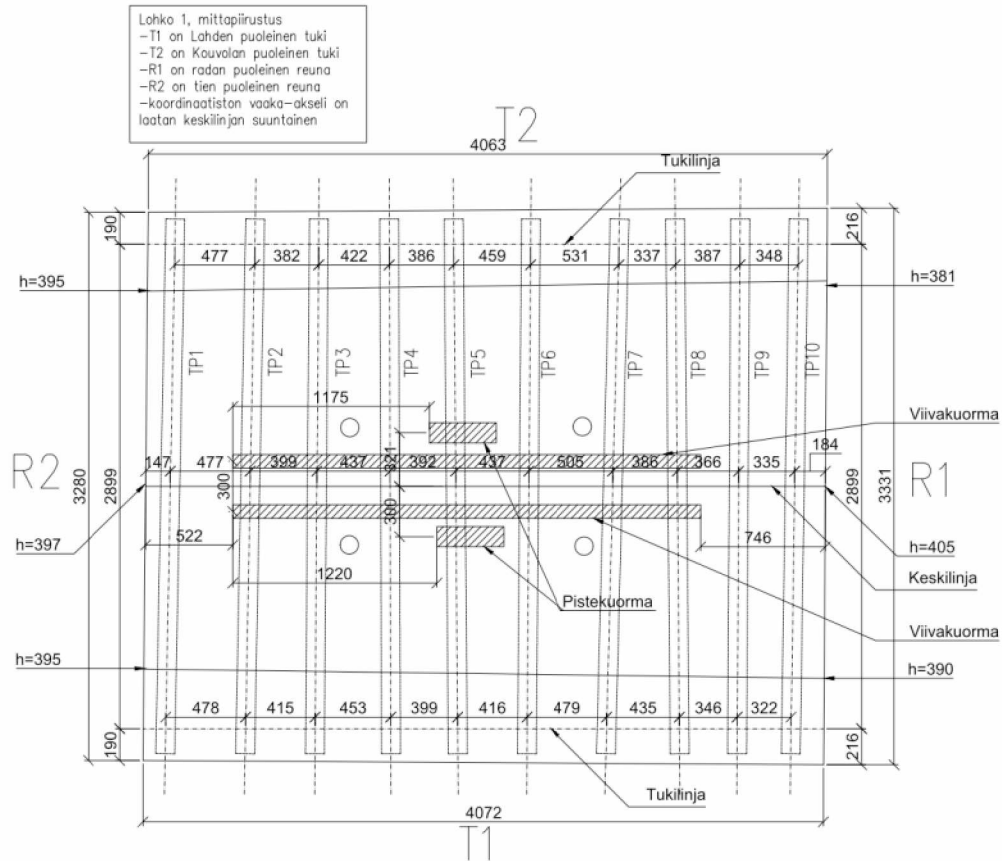
den keskinäinen etäisyys oli 1400 mm ja etäisyys kuormituspalkin päistä noin 700 mm. Jakopalkkien yläreunaan tuettiin kuormitustangot, jotka kulkevat jakopalkkien, kuormitettavan laatan, kuormituskehän lattian ja hydraulisten tunkkien läpi. Hydraulisten tunkkien suurin kapasiteetti oli 1 MN yhtä tunkkia kohden, joten kuormituspalkisto mitoitetiin yhteensä 4 MN:n koekuormitusvoimalle. Kuvassa 5.22 on esitetty lohkon 2 koekuormitusjärjestelmä koekuormitustilanteessa.



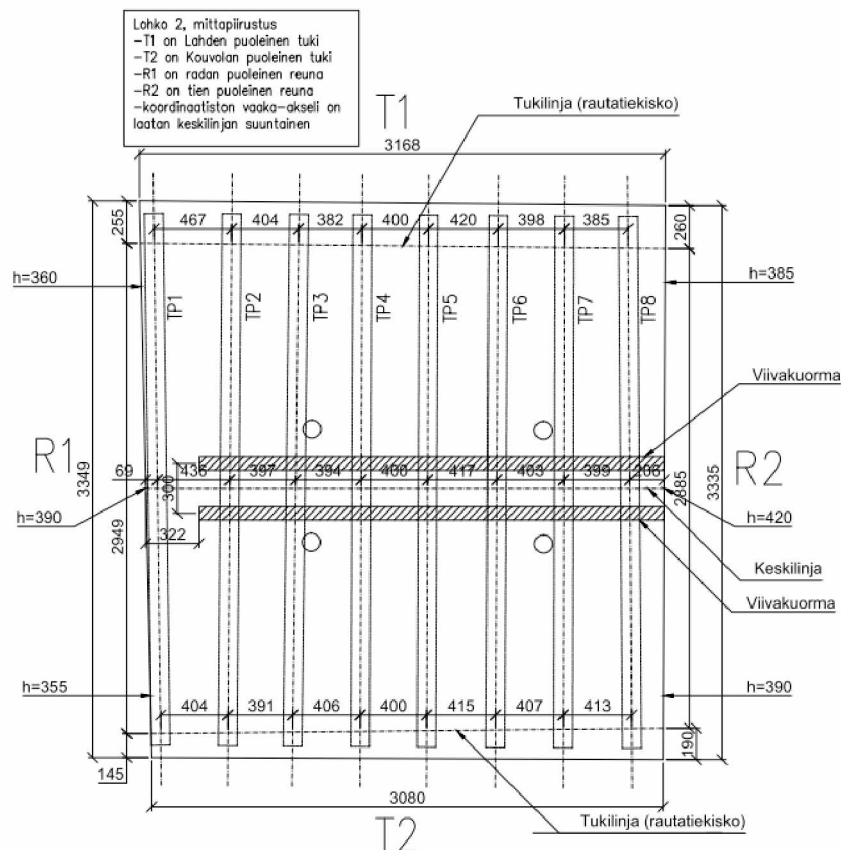
Kuva 5.22 Suokannan sillan lohkon 2 koekuormitus [Kuva: Arto Jalonen]

Kuormitettavan rakenteen kannalta kuormituspalkistolta tuleva kuorma koostui kahdesta 2,8 m pitkästä ja 0,1 m leveästä viivakuormasta, joiden keskikohtien välinen etäisyys oli 0,3 m. Tällöin viivakuormien muodostama kuormitusalue vastasi jossain määrin yhdeltä ratapölkyltä 400 mm:n tukikerroksen läpi jakautunutta akselikuormaa. Kuormitustavan haittapuolena on hyvin keskittynyt kuorma alueella, missä rakenteen murtuminen oletettavasti tapahtuu. Tällöin rakenteen rasitetuimassa kohdassa betonissa vaikutti jännityksiä kolmessa suunnassa, joista kuitenkin pääsuunnan taivutuksesta aiheutunut puristusjännitys oli hallitsevin. Betonin ollessa lujaa, kuten tässä tapauksessa olikin, ei kuormituspalkiston aiheuttamat toissijaiset jännitykset todennäköisesti vaikuttaneet kovin paljoa betonin pääsuunnan murtumiseen. Kuormittava voima jouduttiin keskittämään rakenteen keskelle, jotta rakenne saataisiin ylipäätään kuormitettua murtoon. Kuormituspalkiston jäykkyys poikkisuunnassa saattoi olla ongelma siinä mielessä, että kuormituspalkki auttoi kantamaan sen alueella kuormia rakenteen poikittaissuunnassa. Tämä aiheutti poikittaisen rasituksen keskittymiä kuormituspalkin pään kohdalle, jossa jäykkyys äkillisesti muuttui. Täten kuormituksen aiheuttamat rasitukset eivät olleet aivan samanlaiset kuin todellisten junakuormien aiheuttamat. Rakenteen poikittaisesta käyttäytymisestä voidaan sopivien laskennallisten mallien avulla tehdä johtopäätöksiä yleiseen tapaukseen.

Kuvissa 5.23 ja 5.24 on esitetty koekuormitettavien lohkojen mittapiirustukset. Kuviin on merkitty kuormituksen aikaiset tukilinjat ja sekä kuormittavan voiman vaikutusalueet. Lohkojen mitat on määritetty ennen lohkojen kuormitusta. Teräspalkkien paikat määritettiin metallinpaljastimen ja porausten avulla.



Kuva 5.23 Lohkon 1 mittapiirustus



Kuva 5.24 Lohkon 2 mittapiirustus

Ennen kuormituksia lohkoista otettiin betonista ja teräspalkeista näytteitä, joista materiaalien ominaisuuksia voitiin määrittää. Määritettyjä lujuusominaisuuksia käytettiin lähtötietoina rakenteen laskennallisissa tarkasteluissa. Enemmän rakenteen kunnan ja lujuuden selvittämisestä on kappaleessa 3, sekä koekuormituksesta tehdyssä diplomityössä [Tulonen, 2012]. Näytteet otettiin lohkojen reunoilta, jotka sahattiin näytteiden oton jälkeen irti. Yllä olevissa lohkojen mittapiirustuksissa lohkot ovat sahatussa muodossaan.

5.6.2 Tehdyt kuormitukset

Molemmille lohkoille tehtiin erityyppisiä kuormituksia, joilla pyrittiin saamaan selville rakenteen toimintaa erilaisissa kuormitustapauksissa. Varsinaisen murtokuormituksen lisäksi rakenteille tehtiin käyttötilan kuormituksia, sillan leveyssuunnassa epäkeskeisiä kuormituksia ja pistekuormituksia. Käyttötilan kuormituksilla oli tarkoitus tuottaa rakenteen jännevälin keskelle taivutusmomentti, joka olisi vastannut eri akselipainoisten junien ylityksen aiheuttamaa laskennallista taivutusmomenttia. Valitut akselipainotasot olivat 25 t, 30 t, 35 t ja 35 t eurokoodin SFS EN-1991-2 mukaisilla varmuusluvuilla. Junakuorman aiheuttama laskennallinen taivutusmomentti määritettiin mallintamalla rakenne FEM-ohjelmalla arinamallina ja laskemalla eurokoodin SFS-EN 1991-2 luokitellun junakuormakaavion LM-71 akselikuormien aiheuttamat rasitukset muuttamalla kuormakaavion pituussuuntaista sijaintia sillalla. Taivutusmomenttia vastaava koekuormituskuorma määritettiin myös FE-mallilla. Käytettävät voimat koekuormituksessa olivat erisuuruiset lohkojen välillä johtuen lohkojen leveyseroista.

Lohkolle 2 tehtiin epäkeskeisiä kuormituksia käyttötilan kuormitusten välissä. Epäkeskeinen kuorma tehtiin niin, että vain reunan R2 tunkit kuormittivat rakennetta. Tarkoitus oli saada mitattua rakenteesta muodonmuutoksia, joiden perusteella käytettävän laskennallisen arinamallin poikittainen taivutusjäykkyys sekä arinapalkkien vääntöjäykkyys saataisiin kalibroitu. Lohkolle 1 tehtiin samassa tarkoituksessa pistekuormitus rakenteen keskelle.

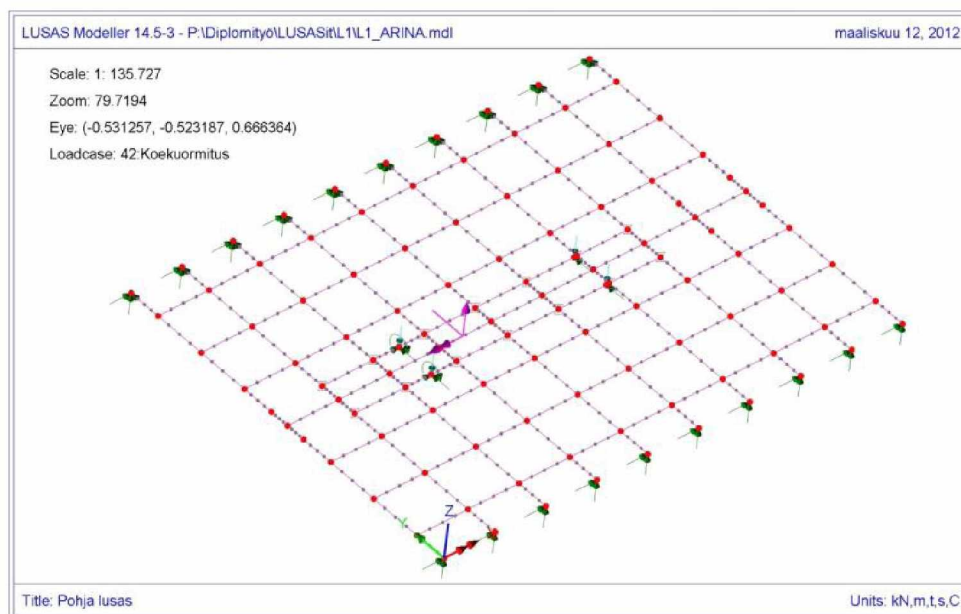
Murtokuormitukset oli tarkoitus tehdä n. kahdessa tunnissa nostaen kuormaa vähitellen ylöspäin, pysähdellen välillä joillekin kuormatasoille ja sääten kuormitusnopeutta kuormituksen aikana saatujen mittaustulosten perusteella. Lohkon 2 tapauksessa ensimmäinen kuorman nosto tosin päätettiin tehdä suoraan suurinta käyttötilan kuormatasoa vastaavalle kokonaiskuormatasolle (1120 kN), koska mittaustuloksia alemmilla tasoilla oli jo runsaasti. Lohkon 1 tapauksessa kuormaa nostettiin nolasta lähtien hitaasti. Kuormitusajan rajoituksina oli, että liian hitaasti kuormitettaessa materiaalit olisivat saattaneet virua liikaa vaikeuttaen mittaustulosten tulkintaa ja liian nopeassa kuormituksessa joitakin asioita saattaa jäädä havaitsematta.

Murtokuormituksen aikana, kun kuormaa pidettiin vakiona, merkittiin betoniin siinä havaitut halkeamat. Halkeamien muodostumista tarkasteltiin myös käyttötilan kuormitusten aikana.

5.7 Mittaustulosten analysointi

5.7.1 Vertailu arinamallin tuloksiin

Molempien koekuormitettujen lohkojen käyttäytymistä koekuormituksessa simuloitiin elementtimenetelmään perustavalla LUSAS-ohjelmalla. Ohjelmaan muodostettiin lohkoista arinamalli, jossa pääsuunnan palkit vastasivat yksittäisiä betonin ja teräksen muodostamia liittopalkkeja ja poikkisuunnan palkit kuvasivat rakenteen toimintaa poikittaisessa suunnassa teräsbetonirakenteena. Kuvassa 5.25 on esitetty lohkon 1 analysoinnissa käytetty arinamalli. Kuvassa vihreät nuolet kuvaavat rakenteen tukia, joihin rakenteen pääsuunnan liittopalkit tukeutuvat. Pääsuunnan palkkien jako perustui rakenteesta mitattuun keskiarvoon. Mallin poikittaisessa suunnassa nähdään pääsuunnan palkit yhdistävät arinamallin poikkipalkit sekä kuormituspalkit, jotka on tuettu pääsuunnan palkkeihin. Kuormitus rakenteelle annetaan kuormituspalkkien kautta.



Kuva 5.25 Lohkon 1 arinamalli, jolla simuloitiin rakenteen käyttäytymistä koekuormituksessa

Pääsuunnan liittopalkit mallinnettiin palkkielementeillä, joille pystyttiin antamaan poikkileikkausten geometrian ja materiaalien jännitys-venymäyhteyksien kautta laskettu momentti-käyritysmäyhteys, jota ohjelma käytti eri palkkien rasitusten jakautumisen ja koko rakenteen muodonmuutosten laskennassa. Poikkisuunnan palkkielementit olivat tavallisia lineaarisesti kimmoisia palkkielementtejä. Liittopalkkien momentti-käyritysmäyhteys määritettiin iteroimalla reunaehdot täyttäviä venymä-kaumia poikkileikkauksille, jonka geometria perustui rakenteesta mitattuihin arvoihin. Muita poikkileikkausarvoja, kuten vääntöjäykkyyttä, varten vertailtiin mallin antamia taipuman arvoja lohkojen epäkeskeisten ja pistemäisten kuormitusten antamiin taipumien arvoihin. Paras vastaavuus poikkisuunnassa epäkeskeisillä kuormituksilla ja pistekuormituksilla arinamallin ja mittaustulosten välillä saavutettiin, kun poikkisuuntaan taivutus- ja vääntöjäykkyyden sekä pääsuunnan vääntöjäykkyyden arvoina käytettiin täysin halkeilemattomien betonipoikkileikkausten arvoja.

Rakenneanalyysissä käytetyt materiaaliominaisuudet perustuivat rakenteista mitattuihin lujuuksiin. Teräkselle käytettiin yksinkertaista bilineaarista mallia, jossa myötölujittumista ei otettu huomioon. Betonille taas käytettiin eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaista epälineaariseen rakenneanalyysiin tarkoitettua betonin jännitys-venymäyhteyttä. Myös betonin vetolujuus otettiin huomioon, jotta saataisiin koetulosten kanssa vertailukelpoisia tuloksia.

Käyttötilan kuormitusten perusteella molempien lohkojen havaittiin olevan lähtökohtaisesti vähän halkeilleita. Halkeamia ei pystynyt paljain silmin havaitsemaan rakenteesta kuin vasta korkeilla käyttötilan kuormataseilla. Mittaustuloksista kuitenkin havaittiin, että rakenteen jäykkyys aleni aina kuormittavan voiman noustessa edellistä korkeammalle tasolle. Tämä kertoo siitä, että halkeamat rakenteessa lisääntyivät ja kasvoivat aina rasitustason lisääntyessä. Todennäköisesti rakenne ei ollut käyttökänsä aikana kokenut yhtä suuria rasituksia, joita sille koekuormituksessa aiheutettiin. Lisäksi kiskojen ja tukikerroksen kuormaa jakava vaikutus saattaa olla todellisuudessa jonkin verran tehokkaampaa, kuin mitä laskennallisesti tavallisesti otaksutaan. Lohkojen taivutusjäykkyys ei kuitenkaan lähtökohtaisesti vastannut täysin hal-

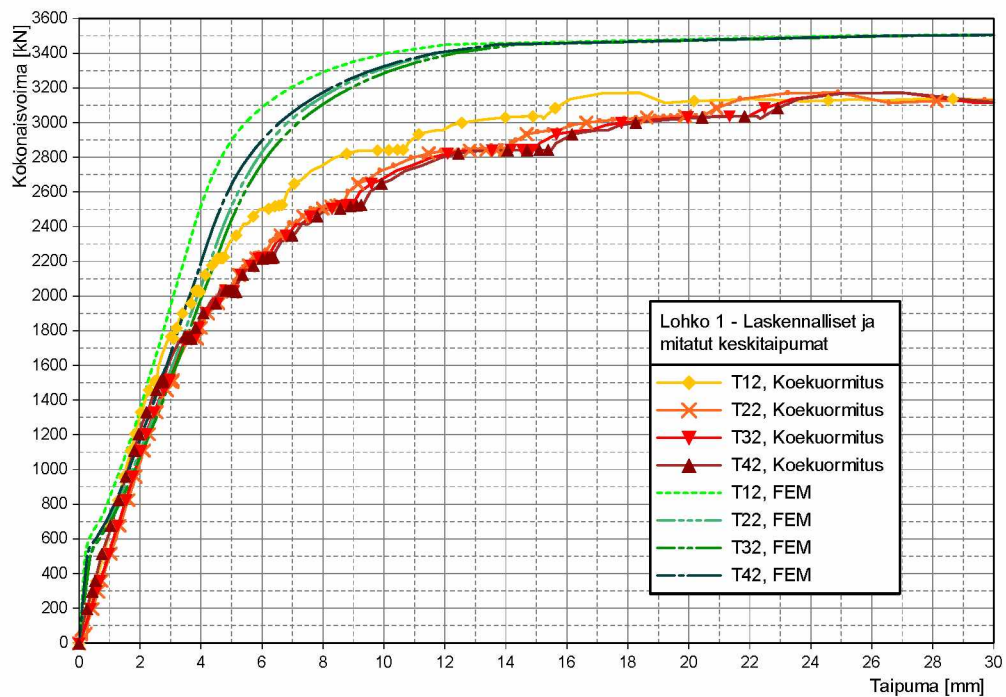
keamattoman rakenteen jäykkyyttä, joten jossain vaiheessa sillan elinkaaren aikana junakuorman aiheuttamien rasitusten suuruus tai joku muu ilmiö on ollut riittävä aiheuttamaan rakenteen halkeilemista.

Käyttötilan kuormilla lohkojen teräspalkeista ja betonista mitatut venymät olivat myös suhteellisen pieniä johtuen rakenteen vähäisestä halkeilusta. Taulukkoon on kerätty eri käyttötilan kuormatasoilla mitatut keskimääräiset teräksen ja betonin veto- ja puristusjännitykset jännevälin keskellä mittapisteessä, jossa muodonmuutokset olivat suurimmat. Venymät on muunneltu veto- ja puristusjännityksiksi käyttämällä teräkselle kimmomoduulia 210 GPa ja betonille kimmomoduulia 34 GPa. Betonin kimmomoduuli on määritetty eurokoodin SFS EN-1992-1-1 taulukon 3.1 keskimääräisen kimmomoduulin kaavan mukaan. Kaavaan tarvittava keskimääräinen puristuslujuus on määritetty taulukossa 5.1. Taulukosta nähdään, että lohko 1 ei leveydestään johtuen ollut täysin halkeillut vielä suurillakaan käyttötilan kuormatasoilla, sillä sen saamat jännitykset olivat huomattavasti pienempiä verrattaessa lohkon 2 jännityksiin. Lisäksi venymistä nähdään, että lohkon 2 neutraaliakseli nousi korkeammalle kuin lohkoissa 1.

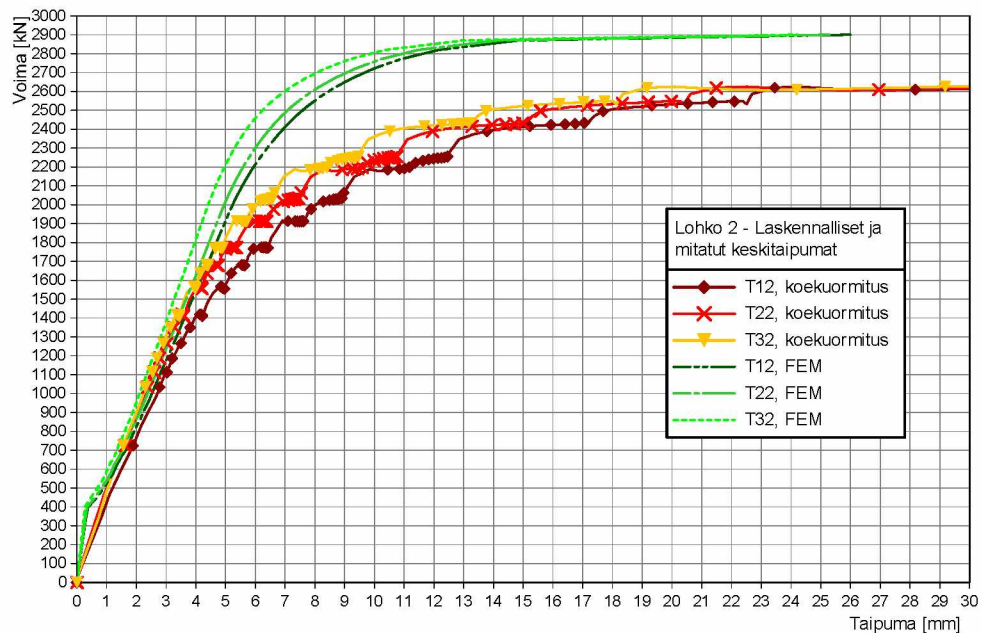
Taulukko 5.4 Lohkojen suurimmat teräksen ja betonin jännitykset eri käyttötilan kuormatasoilla

Lohko 1	Teräksen vetojännitys [MPa], (venymä [‰])	Betonin puristusjännitys [MPa], (puristuma [‰])
25 t (F=650 kN)	34 (0,16)	5,4 (0,16)
30 t (F=775 kN)	38 (0,18)	6,1 (0,18)
35 t (F=850 kN)	45 (0,21)	8,0 (0,24)
Murtokuormitus tasolla F=850 kN	70 (0,33)	9,2 (0,27)
Lohko 2		
25 t (F=580 kN)	66 (0,31)	6,7 (0,20)
30 t (F=670 kN)	84 (0,40)	8,2 (0,24)
35 t (F=750 kN)	97 (0,46)	9,4 (0,28)
Murtokuormitus tasolla F=750 kN	115 (0,55)	11,4 (0,34)

Molempien lohkojen tapauksessa koekuormitusvoiman noustessa tarpeeksi suureksi, olivat rakenteet selkeästi halkeilleet rasitetuimmista kohdista ja mittaustulosten perusteella rakenteiden jäykkyys alkoi vastata laskennallisesti määritettyä täysin halkeilleen rakenteen jäykkyyttä. Vastaavuus laskennallisen tarkastelun kanssa säilyi molemmissa tapauksissa erittäin hyvin kunnes murtokuormituksessa saavutettiin n. 50 % laskennallisesta murtokuormasta. Kyseisen tason jälkeen molempien siltalohkojen jäykkyys alkoi selkeästi laskea. Laskennallisesta murtokuormasta jäätin molempien lohkojen tapauksessa n. 10 %. Ottaen huomioon mahdolliset mittausrvirheet, materiaalien lujuuden hajonnan ja laskennallisen tarkastelun yksinkertaistukset, ovat tulokset erittäin tarkkoja ja rakenteiden arviointi liittorakenteena antoi hyvän arvion rakenteen kestävydestä. Kuvassa 5.26 on esitetty lohkon 1 mitatut ja laskennalliset voima-taipuma kuvaajat ja kuvassa 5.27 lohkon 2 vastaavat kuvaajat. Kuvassa 5.27 on huomattava, että kuvaajan taipuma-akseli on selkeyden vuoksi rajattu 30 mm:n arvoon, vaikka koekuormituksessa taipumat kasvoivat lähes 80 mm:iin voiman ollessa suurimmillaan 2758 kN. Lohkon 1 kuormituksessa suurin saavutettu kokonaisvoiman arvo oli 3171 kN, jolloin taipuma oli alle 30 mm.



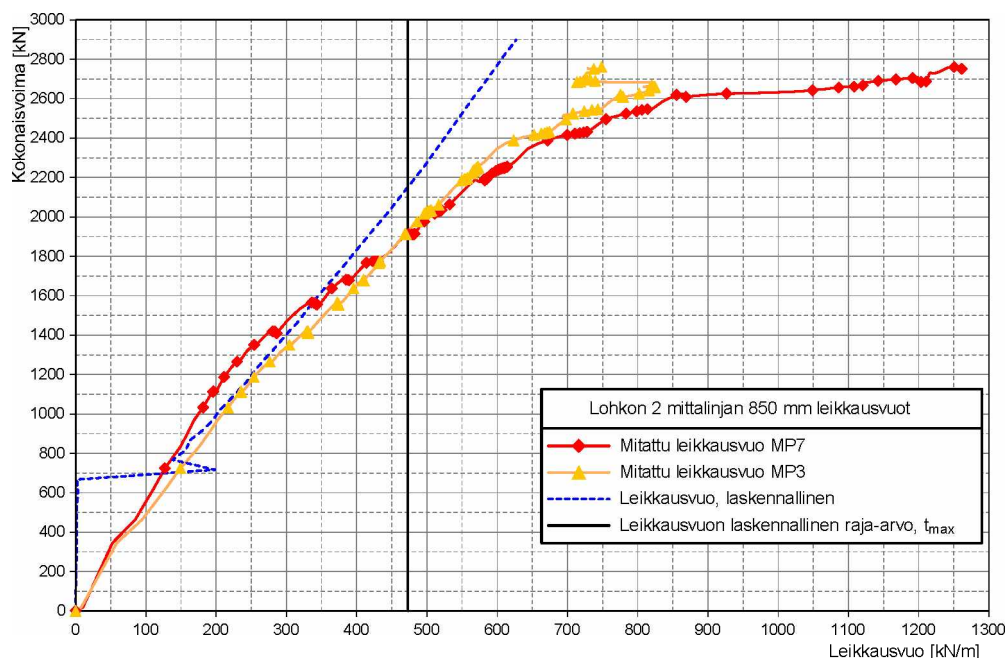
Kuva 5.26 Lohkon 1 laskennalliset ja mitatut voima-taipumayhteydet [Tulonen & Laaksonen 2014]



Kuva 5.27 Lohkon 2 laskennalliset ja mitatut voima-taipumayhteydet [Tulonen & Laaksonen 2014]

7 Mittausten, tehtyjen havaintojen ja laskennallisten tarkastelujen perusteella pystyttiin päättämään todennäköiset syyt molempien lohkojen jäykkyyden alenemiselle ja hieman laskennallista alemmalle murtokuormalle. Molemmilla lohkoilla oli eri syyt sille miksi rakenne ei aivan toiminut kuin laskennallisesti arinamallin perusteella oletettiin täydellisen liittorakenteen toimivan kuormituksen loppuvaiheessa.

Lohkossa 2 taipumat kasvoivat huomattavasti ennen varsinaista murtoa. Tarkasteltaessa rakenteesta mitattuja teräspalkkien aksiaalisten normaalivoimien arvoja, muuntamalla ne leikkausvuoksi teräksen ja betonin rajapinnassa ja vertaamalla näin saatuja arvoja standardin BS 5400-5:2005 mukaan määritettyihin (kts. kaava 5.4) leikkausvuon raja-arvoihin nähdään, että standardin mukainen tartuntalujuus ylittyi samalla kuormantasolla, jolla myös taipumat alkoivat kasvaa kiihtyvästi (1900 kN). Kuvassa 5.28 on esitetty rakenteesta mitatut keskimääräisen leikkausvuon arvot verrattuna laskennallisesti määritettyyn arvoon ja kirjallisuudessa annettuun raja-arvoon. Leikkausvuon ylitettyä 475 kN (tartuntajännitys = 0,7 MPa) teräksen ja betonin tartunnan jäykkyys laski ja tartunta saattoi paikallisesti pettää. Taipumat kasvoivat myös ennen kyseistä tasoa, mikä saattoi kertoa jo aiemmasta tartunnan heikkenemisestä tai betonin virumisesta suurten puristusjännitysten seurauksesta. Kovin suuria liukumia rakenteen päässä ei kuitenkaan juuri mitattu, mihin syy saattoi olla mittaustekniikassa tai siinä, että teräksen ja betonin tartunta ei lähellä tukia pettänyt ollenkaan ja rakenteen sisäiset normaalivoimat pystyivät ankkuroitumaan tukialueelle. Kitkan ja osittaisen tartunnan aiheuttama voima oli riittävä, jotta rakenteen sisäinen rakenneosien välinen voimaparin momentti säilyi ja rakenne saavutti taivutuskestävyytensä siten, että betoni murtui yläpinnastaan puristuksessa. Se, että mitattu murtokuorma oli hieman alempi kuin laskennallinen johtui ainakin osittain materiaalien lujuuden hajonnasta. Lohkon 2 yläpinnassa oli muutaman sentin paksuinen huokoisemmalta betonilta vaikuttanut kerros, joka näkyy kuvassa 5.29 rakenteen murtopinnassa. Verrattaessa kyseisen kuvan murtopinnan betonin ulkonäköä kappaleen 4 lohkon 2 betoninäytteistä otettuihin valokuviiin nähdään, että betoni on selkeästi hienorakeisempaa lohkon 2 pinnalla kuin sen keskellä ja alapinnassa.

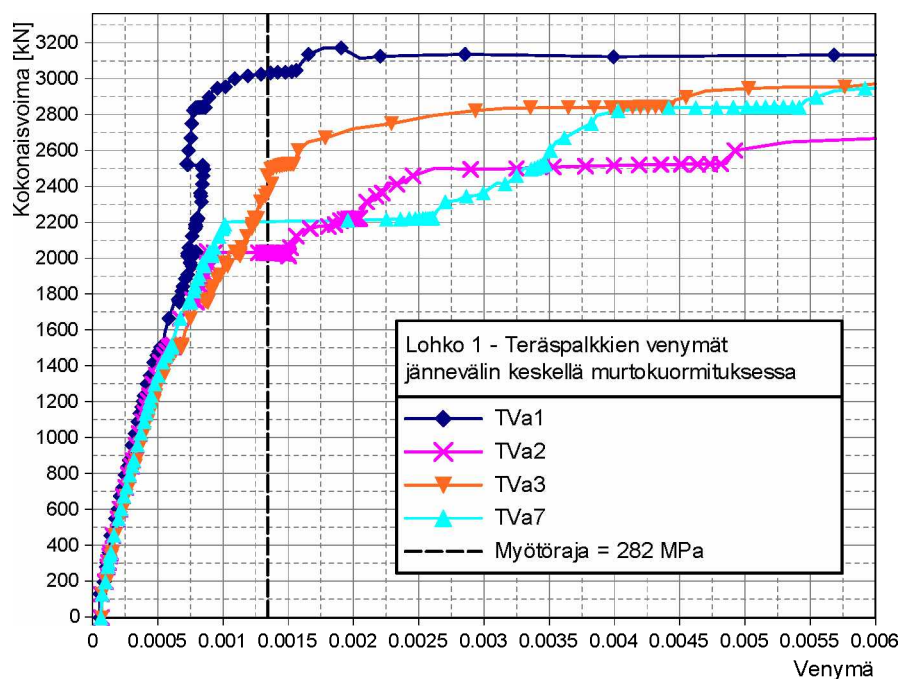


Kuva 5.28 Lohkon 2 mitatut ja lasketut leikkausvuon arvot ja standardissa BS 5400-5:2005 esitettyyn tartuntalujuuden arvoon perustuva raja-arvo [Tulonen & Laaksonen 2014]



Kuva 5.29 Lohkon 2 murtopinta laatan jännevälin keskellä

Lohkossa 1 silta murtui ennen pääsuunnan taivutusmurtoa poikittaisessa suunnassa leikkaantumalla. Ilmiö voidaan nähdä kuvan 5.26 voima-taipumakuvaajista irtileikkaantuneen reunan R1 taipuman (T12) jäädessä jälkeen muista lohkon keskilinjan taipumista. Kuvassa 5.30 on esitetty lohkon keskilinjan venymäantureiden tuloksia, jossa anturi TVa1 sijaitsi palkissa, joka oli irtileikkaantuneella alueella. Kuvasta nähdään, että muut venymät (TVa2, TVa3 ja TVa7) kasvavat huomattavasti, kun taas reunalla venymä taas pysyi samana tai väheni, kun kuorman taso 2000 kN saavutettiin.



Kuva 5.30 Lohkon 1 teräspalkkien venymät jännevälin keskellä murtokuormituksessa

Irtileikkaantumisen johdosta osa rakenteesta ei osallistunut pääsuunnan taivutukseen täydellä jäykkyydellään, jolloin rakenteen taivutusjäykkyys sekä murtokuorma jäivät laskennallisesta, jossa poikittaista leikkaantumista ei ollut otettu huomioon. Reuna R1 ei kuitenkaan kokonaan irronnut rakenteesta ja kykeni edelleen kantamaan osan kuormituksesta, mikä aiheutti sen että murtokuorma oli vain 10 % laskennallista pienempi vaikka 20 % rakenteen liittopalkeista ei murtunut pääsuunnan taivutuksessa. Poikittaissuunnan leikkaantuminen tapahtui reunalla R1 kuormituspalkin pään kohdalla. Tehdyn laskentamallin perusteella kyseisessä kohdassa poikittaisen suunnan teräsbetoni-laatan leikkauskestävyys ylittyi lähes samalla kuormantasolla, kuin millä leikkaantuminen tapahtui rakenteessa mittaustulosten perusteella. Täten tehty arinamalli ja teräsbetonirakenteen leikkauskestävyyden laskentakaava antoivat hyvän arvion rakenteen poikittaisen suunnan kestävydestä. Kuvassa 5.31 on esitetty lohko 1 murron jälkeen. Kuvassa reuna R1 on oikealla ja tuki T1 etualalla.



Kuva 5.31 Lohkon 1 yläpinta murtokuormituksen jälkeen [Tulonen & Laaksonen 2014]

Lohkon 1 kuormituksessa rakenteen tartuntajännitykset ylittivät BS 5400-5:2005:n raja-arvon 0,7 MPa, mutta vasta kohtuullisen lähellä murtoa. Lohkossa 1 havaittiin huomattavia liukumia teräspalkin ja betonin välillä lähellä reunaa, jossa rakenne leikkaantui poikittaisessa suunnassa. Leikkauskestävyyden ylittyminen aiheutti vääntöhalkeilua tuilla sekä pituussuuntaista halkeilua jännevälillä matkalla, jolloin betonin tartunta teräkseen saattoi heikentyä huomattavasti ja liukumia pääsi tapahtumaan. Liukumia ei juurikaan mitattu reunalla, jossa poikittaisista rasituksista aiheutunut halkeilu oli vähäisempää.

5.7.2 Tartuntalujuuden mallinnus

Standardin BS 5400-5:2005 menetelmää teräksen ja betonin välisen tartunnankestävyyden laskemiseen on esitelty tämän raportin kappaleessa 5.2.3. Menetelmässä oletetaan leikkausvuon jakautuvan tasaiseksi tartuntajännitykseksi eri rakenneosien rajapinnalle. Voisi olettaa, että kyseinen oletus ei täysin pidä paikkaansa taivututetun

ja halkeilleen liittorakenteen kohdalla, jossa halkeamien muodostuminen vaikuttaa suuresti siihen minkälaiset paikalliset jännitykset betonin ja teräksen väliseen rajapintaan syntyy. Kuten kappaleessa 5.2.3 todetaan, perustuu kyseinen arvo aikaisemmin tehtyjen koekuormitusten havaintoihin ja oletuksiin suunnittelumenetelmistä.

Edellä mainittua standardia uudemmassa ohjeessa BD 61/10, on ohjeita tartuntajännitysten laskemiseen päivitetty ja ohjeistus ulotettu koskemaan kaikkia teräspalkkibetonisia rakenteita, jotta ohjetta voidaan käyttää olemassaolevien rakenteiden kantavuuden tarkastukseen. Ohjeessa käytetään jaottelua teräspalkkibetonisille silloille jaottelua ”complying” ja ”non-complying”, jolla viitataan rakenteen poikittaisen suunnan teräsbetonilaatan laskennalliseen kapasiteettiin verrattuna kuormien aiheuttamiin rasituksiin. Riittämätön tai puuttuva poikittainen rauditus johtaa kohdan ”non-complying” soveltamiseen.

Ohjeen mukaan osittaisen liittovaikutuksen laskentamenetelmiä voidaan soveltaa teräspalkkibetonisten siltojen murtorajatilatarkasteluissa, mutta edelleen annettua tartuntajännityksen raja-arvoa ei saa ylittää käyttörajatilassa. Täten verrattuna BS 5400-5:n laskentamenetelmiin saattaa sillan laskennallinen kapasiteetti olla pienempi, koska täydellisen liittorakenteen plastista momenttikestävyyttä ei voida hyödyntää. Ohjeessa on kuitenkin ehto, että jos laskennassa käytetty teräksen myötölujuus on enintään 275 MPa, teräspalkin yläpuolinen betonipeite on enintään 75 mm sekä palkkien laippojen kärkien etäisyys on enintään 2/3 palkkien korkeudesta voi liitoksen ajatella täydelliseksi. Näitä ehtoja soveltamalla olisi Suokannan sillan kantavuutta täytynyt tarkastella osittaisen liittovaikutuksen menetelmillä.

BD 61/10 antaa tartuntajännityksen käyttörajatilan betonin lujuudesta riippuvasti:

$$\tau_{\max} = 0,1 \cdot \sqrt{f_{cu}}, \text{ mutta enintään } 0,7 \text{ MPa} \quad (5.6)$$

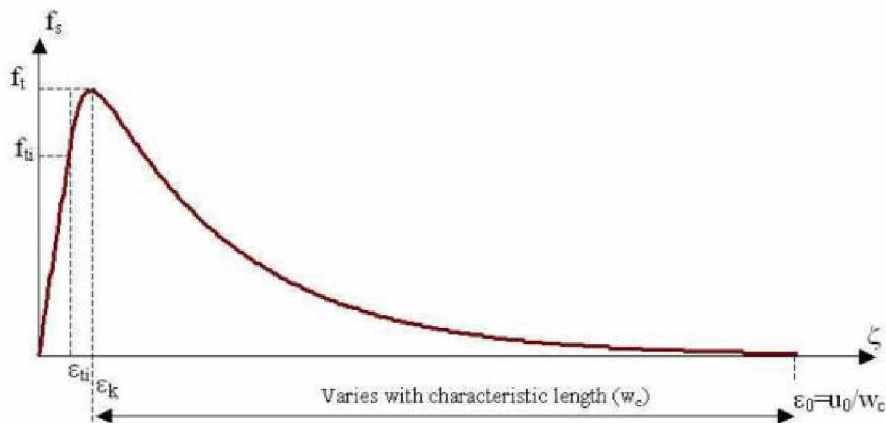
Täten myös laskennallinen tartuntalujuus laskee BS 5400-5:n 0,7 MPa:iin verrattuna. Murtorajatilassa voi käyttää 1,4 kertaista tartuntalujuuden arvoa käyttörajatilaan verrattuna. Tällöin esimerkiksi lohkon 2 tartuntalujuus olisi käyttörajatilan tarkasteluissa 0,62 MPa ja murtorajatilan tarkasteluilla 0,87 MPa, kun tartuntajännityksellä tarkoitetaan liittopoikkileikkauksen teräksen ja betonin välistä leikkausvuota jaettuna tasaksi osalle teräspalkin piirille.

Teräspalkkibetonisen rakenteen rakenneosien välistä tartuntaa päätettiin tutkia elementtimenetelmään perustevalla LUSAS ohjelmistolla, johon rakenteesta muodostettiin 3D-malli. Mallin tarkoitus ei ollut tuottaa suoraan tietoa laattamaisen sillan poikittaisen suunnan toiminnasta ja mallissa keskityttiin rakenteen pääsuunnan eli teräspalkin suunnan toimintaan. Täten mallinnettava kohde oli yksi betonin ja teräspalkin muodostama liittopalkki, jossa ympäröivien muiden liittopalkkien vaikutus otettiin huomioon sivusuuntaisilla tuilla betonin reunoilla. Rakenne oli tasossa kaksois-symmetrinen, joten yhdestä palkista tarvitsi mallintaa vain yksi neljäsosa, jolloin elementtiverkkoa pystyttiin käyttämään tehokkaammin. Tämä nopeutti laskentaa ja mahdollisti tehokkaamman mallin hienosäädön.

Vastaavalla tavalla ja ohjelmalla on Abdullah & Paton-Cole tutkinut myös profiililevyjen päälle valettuja liittolaattoja. Tutkimuksessa havaittiin LUSAS ohjelman ominaisuuksien sopivan liittorakenteisen laatan liittovaikutuksen mallintamiseen melko tarkasti. Mallin kyky toistaa vastaavien koekuormitusten voima-taipuma-yhteys riip-

pui paljolti käytetyn tartuntaelementin ominaisuuksista. [Abdullah & Paton-Cole 2007]

Betoni mallinnettiin LUSASin materiaalmallilla ”Concrete model 94”, joka ottaa huomioon betonin halkeamisen sekä jännitys-venymä -yhteyden epälineaarisen käyttäytymisen lähestyttäessä murtopuristumaa. Kuvassa 5.32 on esitetty periaate kuva ohjelman käyttämästä betonin vetopuolen jännitys-venymä-kuvaajasta. Halkeaminen tapahtuu elementin laskentapisteessä, kun jonkin suunnan pääjännitys ylittää betonille määritetyn vetolujuuden, minkä jälkeen malliin muodostuu kyseistä suuntaa kohtisuoraan taso, joka kuvaa betonin vaurioitumista (POD, plane of degradation). Tason muodostumisen jälkeen se ei enää siirry eikä kierry. Venymät voivat edelleen kasvaa tasoa kohtisuoraan, mutta betoni on tällöin myötöpehenevällä alueella, jolloin jännitys laskee, kunnes saavuttaa arvon nollan ja halkeama aukeaa. Laskentapisteesseen voi PODin muodostumisen jälkeen syntyä edelleen leikkausjännitystä, kunnes halkeama on auennut määritetyn raja-arvon yli. [LUSAS 2011, s. 218]



Kuva 5.32 LUSAS-ohjelman materiaalmallin ”Concrete model 94” käyttämä betonin vetopuolen jännitys-venymäyhteys

Ohjelmaan syötettiin aiemmassakin lohkon 2 laskennallisessa tarkastelussa käytetyt arvot betonin kimmokertoimelle, puristuslujuudelle ja vetolujuudelle. Betonin materiaalmallille oli mahdollista syöttää lukuisia parametrejä, mutta tässä mallinnuksessa käytettiin paljolti LUSASin oletusarvoja betonin ominaisuuksille, sillä Suokannan sillan betonista ei tutkittu lujuusominaisuuksia sillä tarkkuudella, mitä materiaalmallin kalibrointi olisi vaatinut. Vetolujuuden pehmenemisalueeseen vaikuttava ”fracture energy per unit area”:lle käytettiin LUSASin ohjeen suositusta suuren raekoon betonille (0,16 kN/m). Ominaisuudet on esitetty taulukossa 5.5.

Taulukko 5.5 LUSAS-ohjelmaan betoninmateriaalimalliin syötetyt arvot

Ominaisuus	LUSAS Concrete Model 94	Arvo
Betonin kimmokerroin	Young's Modulus	33,04 GPa
Betonin puristuslujuus	Uniaxial compressive strength	38,8 MPa
Betonin vetolujuus	Uniaxial tensile strength	2,922 MPa
Poisso'n vakio	Poisson ratio	0,3
	Strain at peak uniaxial compression	2,2 ‰
	Fracture energy per unit area	0,16 kN/m

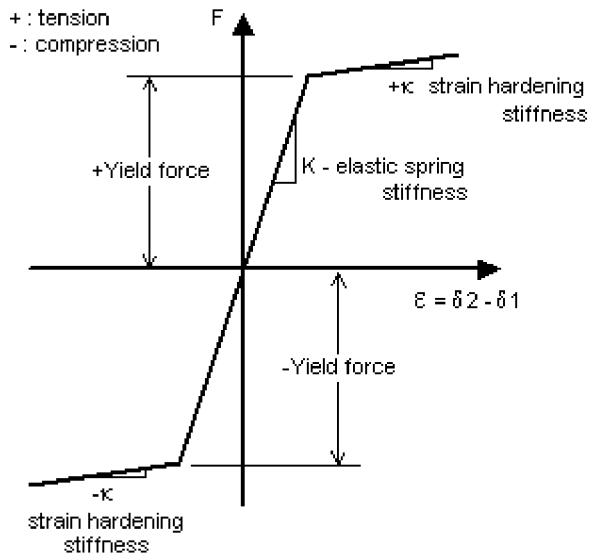
Teräspalkin materiaaliominaisuutena käytettiin myötölujittuvaa materiaalimallia, jonka myötöehtona oli materiaalin "Von Mises" vertailujännitykset. Pientä materiaalin myötölujittumista käytettiin jotta välttyttäisiin laskennallisilta ongelmilta teräksen myötölajuuden ylittyessä. Teräksen myötölajuutena käytettiin lohkon 2 teräspalkista mitattuja ominaisuuksia. Käytetyt arvot on esitetty taulukossa 5.6.

Taulukko 5.6 LUSAS-ohjelmaan betoninmateriaalimalliin syötetyt arvot

Ominaisuus	Arvo
Teräksen kimmokerroin	210 GPa
Teräksen myötölajuus	300 MPa
Teräksen myötölujittuminen	2 GPa
Poisso'n vakio	0,3

Tartunta teräksen ja betonin välillä mallinnettiin Joint-elementeillä, jotka yhdistivät kahden solidielementin sivun solmuja. Joillakin näistä elementeistä mallinnettiin tartuntaa ja joitakin käytettiin mallintamaan pelkästään kontaktia pintojen välillä eli estämään elementtien painumista toistensa sisään. Kontaktielementeillä ei ollut minäkäänlaisia jäykkyysominaisuuksia kiinnitettujen tasojen suunnassa. Tartuntaelementeille puolestaan annettiin myös kontaktiominaisuudet sekä lisäksi tason suunnassa tartuntaa kuvaamaan annettiin elasto-plastiset ominaisuudet. Ohjelmaan syötetyllä tartunnalla oli alkujäykkyys, tartuntalajuus sekä myötölujittumisjäykkyys. Laskenta suoritettiin kolmella eri tartuntalajuuden arvolla jäykkyyden arvojen ollessa kaikissa laskennoissa samat. Lisäksi laskettiin malli, jossa tartunta oli täydellinen ja liukumaa betonin ja teräksen välillä ei sallittu. Laskennan säädössä havaittuna huomiona voidaan todeta, että suuri ero alkujäykkyyden ja myötölujittumisjäykkyyden välillä johti laskennallisiin ongelmiin. Kuvassa 5.33 on esitetty joint elementin voima-muodonmuutos-kuvaaja ja taulukossa 5.7 on esitetty laskennassa käytetyt tartunnan arvot.

Elasto-Plastic Joint Models



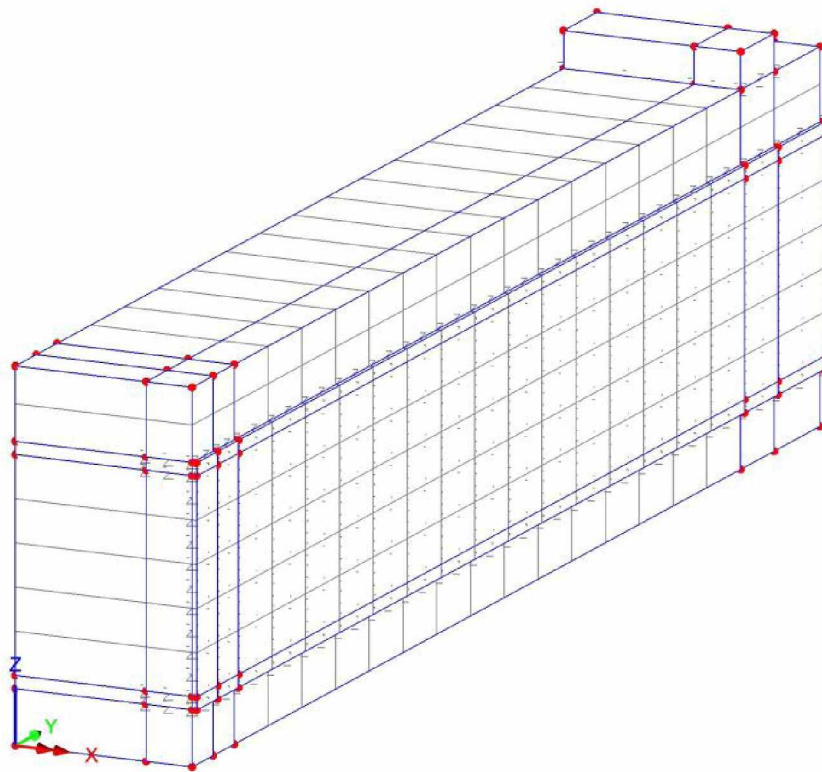
Kuva 5.33 LUSAS-ohjelman joint-elementin voima-muodonmuutos-yhteys

Taulukko 5.7 Laskennassa käytetyt eri ominaisuudet betonin ja teräksen väliselle tartunnalle

Malli	Alkujäykkyys [MPa/mm]	Tartuntalujuus [MPa]	Myötölujittumisjäykkyys [MPa/mm]
Täydellinen	10E10	10E10	10E10
Tartunta 1	5	0,2	0,0625
Tartunta 2	5	0,4	0,0625
Tartunta 3	5	0,8	0,0625

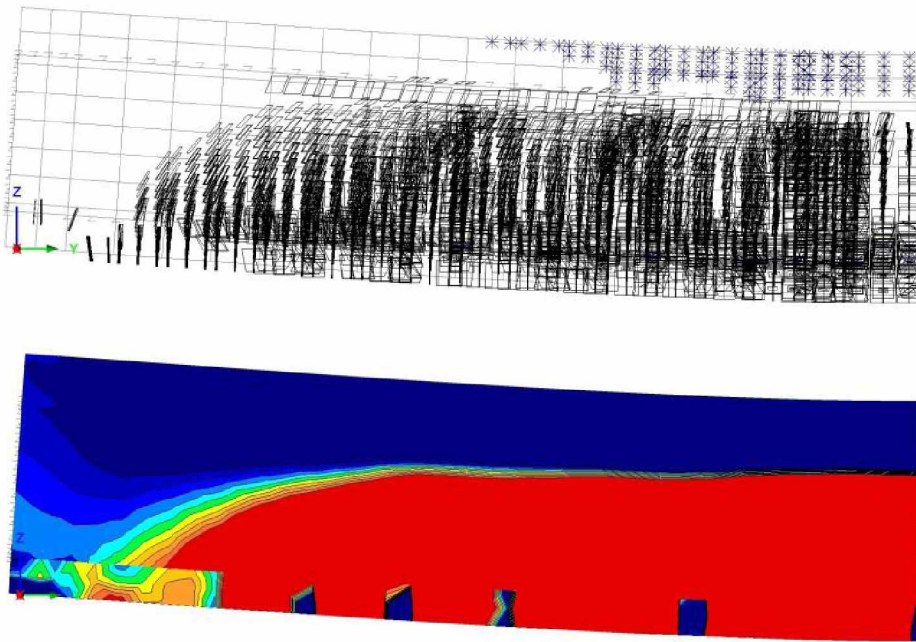
Mallin solidit mallinnettiin välisolmullisilla HX20 elementeillä. Tartunta mallinnettiin JNT4 elementeillä. Elementtiverkon jakoa säädettyä havaittiin, että liian pieni elementtikoko solidielementeissä aiheutti yleensä sen, että malli ratkesi vain betonin halkeamiseen saakka. Betonin vetopuolen pehmenemisaluetta (fracture energy per unit area) huomattavasti kasvattamalla ohjelma pystyi mallin ratkaisemaan, mutta tulokset olivat epärealistisia, koska betonin vetopuoli pystyi sitomaan niin paljon energiaa. Tiheämmän verkon käyttäminen, joka olisi saattanut tuottaa betonin halkeamisesta tarkempaa tietoa, olisi täten vaatinut lisäperehtymistä betonimallin ominaisuuksiin, mikä on tämän tutkimuksen rajauksen ulkopuolella. Täten mallin elementtiverkko valittiin sellaiseksi, että ohjelma kykeni ratkaisemaan mallin käytettäessä betonimallissa oletusarvoja ja että laskenta oli nopeaa sekä tulokset eivät olleet herkkiä pienelle elementtiverkon jaon muutokselle. Mallinnettavan kohteen kaksois-symmetrian takia halkaistun teräspalkin uuman levyinen kaistale betonista jätettiin pois rakenteen ylä- ja alareunasta, koska kyseisen alueen kapeat elementit aiheuttivat ongelmia ratkaisussa. Kuvassa 5.34 on esitetty käytetyn mallin geometriaa ja elementtiverkotusta. Rakenne tuettiin toisesta päästään alapinnasta viivamaisella tuella. Tuen kohdalla rakenteen alapinnan betoni mallinnettiin lineaarisesti kimmoisella materiaalmallilla, jottei rakenteen tukialue halkeillut pistemäisen tuennan aiheuttamista jännityksistä. Kuormittamista varten rakenteen yläpuolelle mallinnettiin latta, jonka materiaalmalli oli myös lineaarisesti kimmoinen ja joka kiinnitettiin betonin yläpintaan joint -elementeillä, joille annettiin kontaktiominaisuudet. Liittopalkin molemmat sivut sekä symmetrian vuoksi katkaistu keskikohta kiinnitettiin tasoa

kohtisuoraan tapahtuvaa liikettä vastaan, jotta rakenteen toiminta vastaisi kokonaista laatan sisällä olevaa liittopalkkia.

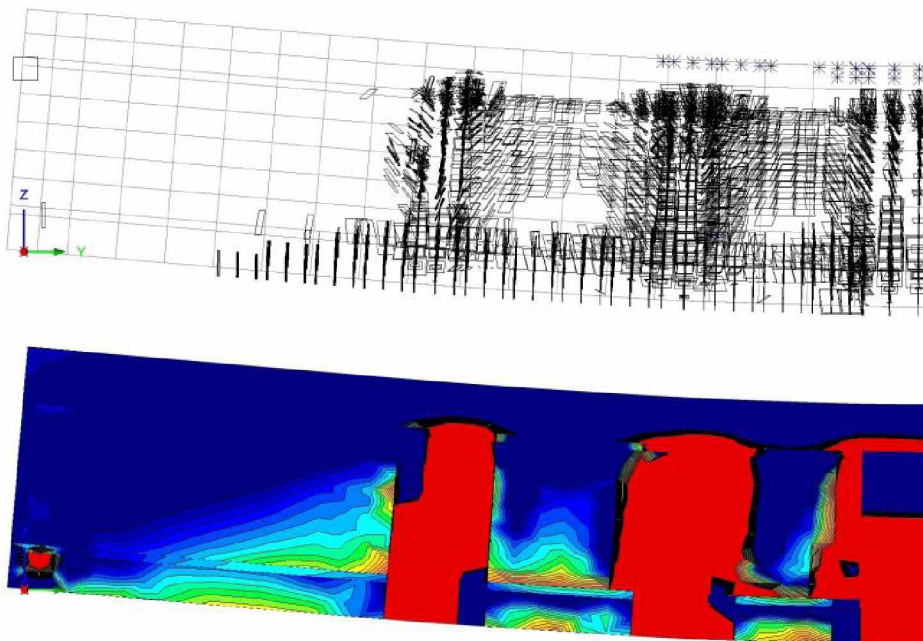


Kuva 5.34 Käytetyn FE-mallin geometria ja verkotus [Tulonen & Laaksonen 2014]

Malli ratkaistiin ohjaamalla kuormituslatan siirtymää. Siirtymää lisättiin pienissä portaissa niin kauan kunnes ohjelma ei pystynyt enään ratkaisemaan annettua kuormitusporrasta. Ohjelman ajautuminen ongelmiin ratkaisussa johtui yleensä ratkaisun suuresta epälineaarisuudesta rakenteen murren lähestyessä tai laskennallisen halkeilemisen suuresta määrästä. Kuvassa 5.35 on esitetty täysin jäykän tartunnan mallin ja kuvassa 5.36 0,2 MPa:n tartuntalujuuden mallin viimeisten ratkenneiden kuormaportaiden vauriotasot (POD) ja palkin pituussuuntaiset venymät. Punainen väri merkitsee, että betonin vetolujuutta vastaava venymä on ylittynyt ja tumman sininen merkitsee, että betoni on puristuksessa palkin pituussuunnassa. Muodonmuutokset on kerrottu kuvissa kymmenellä. Kuvista nähdään tartunnan vaikutus betonin toimintaan mallissa.



Kuva 5.35 Täysin jäykän tartunnan mallin betonin vauriotasot ja venymät viimeisellä ratkenneella kuormaportaalla

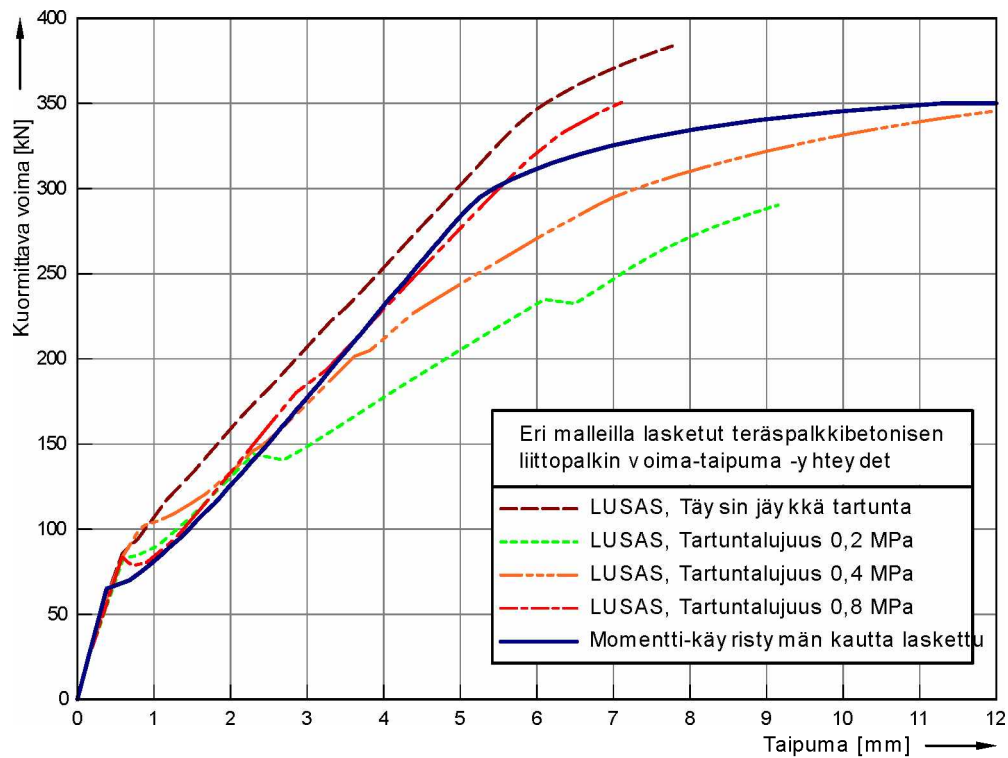


Kuva 5.36 0,2 MPa:n tartunnan mallin betonin vauriotasot ja venymät viimeisellä ratkenneella kuormaportaalla

Täysin jäykällä tartunnalla mallinnettaessa ei rakenteeseen muodostu erillisiä halkeilleita alueita, vaan vetolujuuden ylittyminen rakenteessa on tasaista ja koko vedetty alue pystyy sitomaan energiaa. Käytettäessä tartuntalujuutta teräksen ja betonin välillä, keskittyy venymän kasvu tiettyihin kohtiin, kuten voidaan todeta tapahtuvan myös todellisilla rakenteilla, joihin kuormitettaessa muodostuisi todellisia halkeamia.

Koska tässä mallinnettiin vain yksi liittopalkki, jonka vieressä oletettiin laskennallisesti olevan ääretön määrä vastaavasti kuormitettuja liittopalkkeja, on mallin tulosten vertailu suoraan koekuormitusten tulosten kanssa hankalaa. Todellisuudessa koekuormitettu laatta oli äärellinen ja kuorma sen päällä ei ollut vakio leveyssuunnassa, jolloin esimerkiksi taipumien suuruus riippui tarkasteltavan pisteen sijainnista leveyssuunnassa. Aiemmassa koekuormituksen simuloinnissa arinamalli johon oli syötetty poikkileikkauksen materiaalmalliksi laskennallisesti määritetty momentti-käyritysmä-yhteys vastasi hyvin koekuormituksen tuloksia (kappale 5.7.1). Täten käytetään poikkileikkauksen momentti-käyritysmän ja palkkiteorian kautta saatua mallia kuvaamaan ideaalisen liittorakenteen toimintaa, johon 3D mallin tuloksia voidaan verrata. Tässä mallinnettua teräspalkkibetonista yksittäistä liittopalkkia vastaavat voima-taipuma-kuvajaat saadaan momentti-käyritysmä-mallilla integroimalla palkin taivutusmomentin aiheuttamat käyritysmät rakenteen pituuden yli kahteen kertaan.

Kuvassa 5.37 on esitetty LUSASilla neljällä eri tartuntalujuudella sekä momentti-käyritysmän kautta lasketut liittopalkin jännevälin keskikohdan taipuman ja palkkia kuormittavan kokonaisvoiman yhteydet. Kuvasta nähdään, että kaikilla tavoilla laskien betonin vetolujuuden ylittyminen näkyy rakenteen taivutusjäykkyyden alenemisenä, jonka jälkeen kaikki paitsi täysin jäykällä tartunnalla laskettu malli saavuttavat lähes saman taivutusjäykkyyden kuin momentti-käyritysmän kautta laskettaessa. Kuten myös kuvasta 5.35 nähdään, kun betonin ja teräksen tartunta on täysin jäykkä, ei vedettyyn betoniin muodostu varsinaisia halkeilleita alueita, jossa betonin vetojännitys olisi pieni. Tällöin koko vedetyn puolen betoni on tasaisesti vetojännityksen alaisena ja rakenne on täten kokonaisuudessaan jäykempi. Ilmiö tunnetaan teräsbetonirakenteillakin vetolujittumisena, jossa tartunnalla on suuri merkitys. Kuvasta nähdään myös, että tartuntalujuuksilla 0,2 MPa ja 0,4 MPa lasketuissa malleissa taivutusjäykkyys edelleen laskee kuorman kasvaessa. Samanlainen ilmiö havaittiin verrattaessa koekuormituksen voima-taipuma tuloksia vastaaviin arinamallista saatuihin tuloksiin (ks. kuva 5.27).



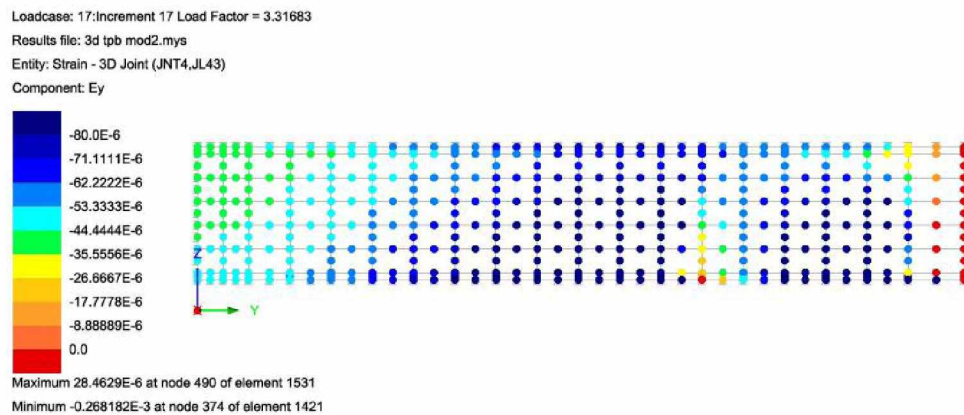
Kuva 5.37 Kahdella eri tavalla ja eri tartuntalujuuksilla lasketut teräspalkkibetonisen liittopalkin voima-taipuma-yhteydet [Tulonen & Laaksonen 2014]

Vain momentti-käyritymän kautta laskien rakenteelle saatiin määritettyä murtokuorma, sillä LUSAS malleja ei saatu ratkaistua niin pitkälle, että murtokuorma oltaisiin saavutettu. Täysin jäykällä ja 0,8 MPa:n tartunnalla lasketuista malleista voidaan kuitenkin nähdä, että mahdollinen murtokuorma ylittäisi selvästi momentti-käyritymän kautta lasketun, huolimatta siitä, että materiaalien lujuudet olivat samat molemmilla tavoilla laskettaessa. Ero johtuu todennäköisesti siitä, että LUSASin käyttämä betonin materiaalimallin toiminta kolmiulotteisessa mallissa on erilaista kuin betonin toiminta idealisoidussa jännitys-venymäyhteydessä, jota kaksiulotteisessa palkkiteorian mukaisessa laskennassa käytettiin.

Täten myös näennäisestä yhteneväisyydestä eri tavalla saatujen tulosten välillä ei voida päätellä jonkin tietyn mallin olevan lähempänä rakenteen todellista toimintaa kuin toisen. Tuottaakseen täysin vastaavia tuloksia palkkiteoriaan perustuvien menetelmien kanssa tulisi betonimallin ominaisuuksia kalibroida, mutta tällöin katoaisi käsitys siitä mikä on rakenteen todellinen ideaalinen toiminta. Lisäksi epätarkkuutta tuloksiin aiheuttaa luonnollisesti se, että palkkiteorian mukaan laskettaessa tasot säilyvät aina tasoina, mutta solidimallilla eivät. Ilmiö saattaa korostua varsinkin, kun rakenneosien välille pääsee syntymään liukumaa.

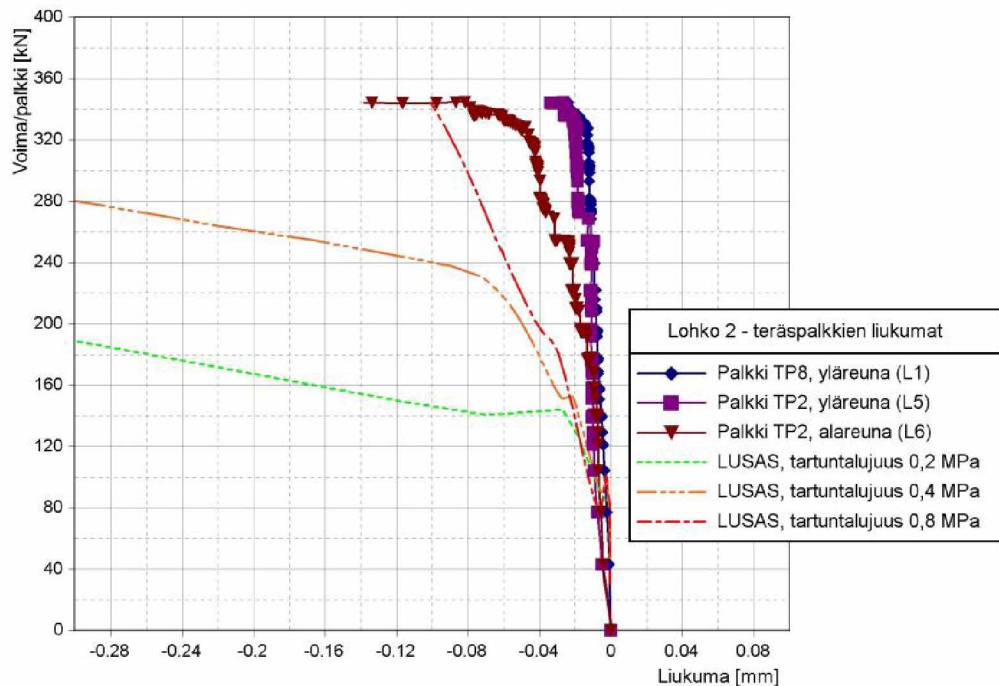
Kuvassa 5.38 on esitetty 0,4 MPa:n tartuntalujuudella mallinnetun rakenteen teräspalkin ja betonin väliset liukumat, kun rakenteen taipuma oli 3,3 mm, eli ennen kuin rakenteen taivutusjäykkyys alkoi alenemaan. Tumman sininen väri tarkoittaa, että rajapinnan tartuntalujuus on ylittynyt. Kuvasta nähdään, että halkeilleella alueella tartuntalujuus on ylitetty, mutta tartunta on vielä kimmoisalla alueella lähellä tukea. Muutaman kuormitusportaan sisällä taivutusjäykkyys alkoi laskea ja koko teräspalkin

ja betonin rajapinnalla tartuntalujuus ylitettiin. Täten siis rakenteen liittävaikutuksen muutos oli samalla tavalla äkillinen, kuin sen oletettiin koekuormituksen perusteella-kin olevan.



Kuva 5.38 Betonin ja teräksen rajapinnan liukumata ennen taivutusjäykkyiden alemista, kun tartuntalujuus on 0,4 MPa

Kuvassa 5.39 on esitetty rakennetta kuormittavan voiman (per sillan palkki) ja muuttaman palkin päästä mitatun liukuman yhteys sekä LUSAS-mallista poimitut voimaliukuma yhteydet. Kuvasta nähdään, että mallista saadut liukumata eivät vastaa kovin hyvin koekuormituksessa havaittuja. Paras vastaavuus saadaan mallilla, jossa tartuntalujuus on 0,8 MPa, mutta siitä jää puuttumaan koekuormituksessa havaittu liukuman kasvu lopussa. On kuitenkin huomattava, että koekuormituksen liukumamittaukset eivät välttämättä antaneet edustavaa kuvaa rakenteen todellisista liukumista, vaan liukumata saattoivat hukkaa mittausvirheisiin ja liian vähäisiin mittauspisteisiin.



Kuva 5.39 Koekuormituksesta mitatut ja LUSAS-mallista poimitut betonin ja teräspalkkien väliset liukumata

LUSAS-ohjelman eri malleilla saatuja tuloksia tulisi vertailla keskenään, jolloin voidaan nähdä kuinka muutos mallissa aiheuttaa muutoksen lopputuloksessa, mistä voidaan päätellä voiko esimerkiksi koekuormituksessa havaittu käyttäytymisen taustalla olla sama ilmiö kuin, mitä mallilla on pyritty kuvaamaan. Tässä tapauksessa mallinnuksessa tartunnan muuttaminen tuotti koekuormituksen kanssa vertautuvia muttei välttämättä yhteneviä tuloksia. Rakenteen voima-taipuma-yhteyksissä FE-mallilla saatiin toistettua koekuormituksissa havaittu taivutusjäykkyyden lasku ilmiönä, mutta mallin ja todellisuuden liukumien olivat kuitenkin erilaisia.

Tässä tapauksessa voidaan kuitenkin mallinnuksen tuloksista päätellä, että betonin ja teräksen tartunnan leikkausjännitys-liukuma -yhteys on teräspalkkibetonisessa liittorakenteessa tässä kappaleessa esitetyn elasto-plastisen materiaalmallin kaltainen ja että lohkon 2 koekuormituksessa havaittu taivutusjäykkyyden lasku johtui mahdollisesti tartuntalujuuden ylittymisestä. Voidaan siis sanoa, että teräspalkkibetonisen rakenteen toiminnan tutkiminen 3D mallinnuksen avulla on mahdollista. Lisätutkimuksen tulisi perhetä sopivan tartunnan materiaalmallin löytämiseen.

5.7.3 Laatan sisäisten normaalivoimien vaikutus (CMA)

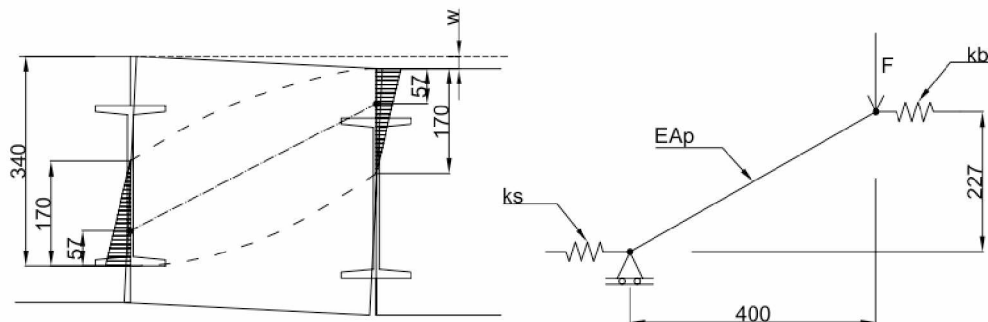
Lohkon 1 koekuormituksessa havaittiin laatan murtuvan poikittaisessa suunnassa ennenkuin pääsuunnan murto saavutettiin (ks. kuva 5.31). Tällöin lopullinen murto-kuorma jäi noin 10 % arinamallin ennustamasta kuormasta, jossa pääsuunnan murto oli hallitseva murtotapa. Arinamallia tarkastelemalla pysyttiin kuitenkin toteamaan, että laatan poikittainen leikkauskestävyys oli ylittynyt suurinpiirtein sillä tasolla, kun koekuormitustuloksista havaittiin poikittaisen suunnan murtumisen alkaneen. Laatan poikittaisen suunnan murto johti siihen, ettei kuorma enään jakautunut yhtä tehokkaasti kuormituspalkilta sen reunojen ulkopuolelle. Tuloksista kuitenkin havaittiin, että rakenne kuormituspalkin ulkopuolella kykeni edelleen kannattelemaan sillan keskellä olleita palkkeja kasvatten todellista murtokuormaa siitä, mikä se olisi ollut jos vain kahdeksan palkkia olisivat toimineet kantavina.

”Compressive membrane action” (CMA) on teräsbetonirakenteilla tunnettu ilmiö, jossa laatan todellinen murtokuorma on korkeampi kuin puhtaasti plastisuusteorian mukainen kestävyys johtuen laatan osien jäykän kappaleen kiertymisen estävistä sisäisistä (tai ulkoisista) normaalivoimista. Tämä estävä voima voi syntyä esim. laatan sisäisestä raudoituksesta, tukien kitkasta tai liikkeen estävistä jäykisteistä. [Institution of Civil Engineers 2008, s. 684]

Ilmiö on noussut esille myös teräspalkkibetonisten siltojen kohdalla Isossa-Britanniassa, kun koekuormitusten avulla pyrittiin selvittämään kokonaan poikittaisessa suunnassa raudoittamattomien rakenteiden kykyä jakaa pistekuormia laatalle. Näissä tapauksissa perinteisiä menetelmiä käytettäessä ei laatoilla periaatteessa voitu ottaa huomioon mitään poikittaisen suunnan jäykkyyttä tai kestävyyttä, mutta kuitenkin koekuormituksissa saavutettu kestävyys oli huomattavasti suurempi kuin oletettu ja pistemäinen kuorma jakautui selkeästi leveyssuunnassakin. Koska koekuormitetuissa silloissa ei ollut ollenkaan poikittaista raudoitusta, piti rakenteen kanssa kitka rakenteen tuilla. [Low & Ricketts, 1993]

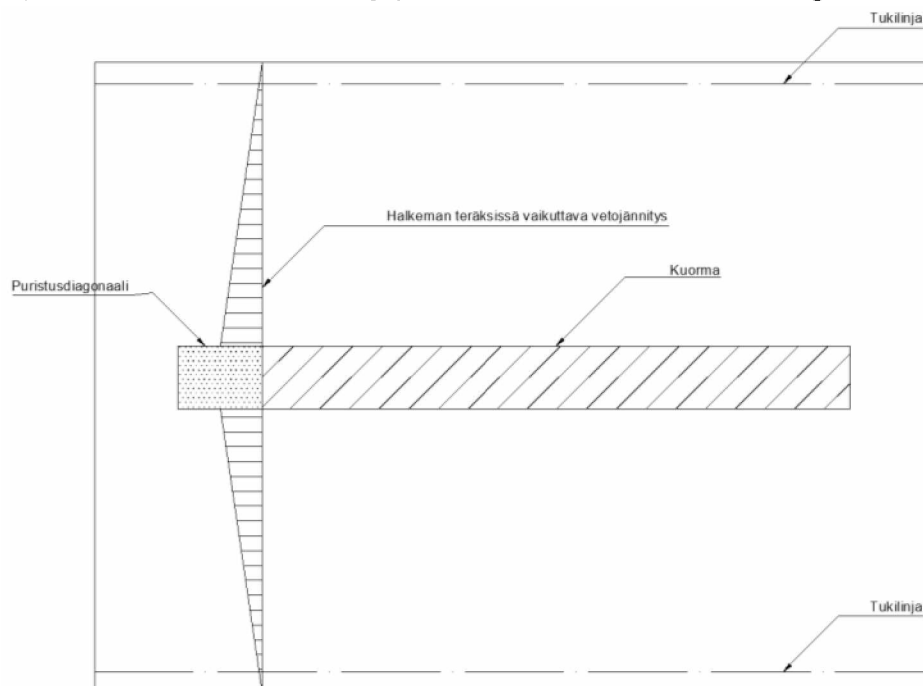
Sovelletaan CMA:ia Suokannan sillan koekuormituksen mittaustuloksiin. Oletetaan, että betonilaatan sisälle syntyi vino puristusdiagonaali kahden teräspalkin väliin alueelle, jossa rakenteen poikittainen murtuminen tapahtui koekuormituksessa. Puristusdiagonaalin periaatetta on havainnollistettu kuvassa 5.40. Palkkien alapuolinen

betoni jätetään huomiotta, koska sen havaittiin olleen huonokuntoista ja irti teräspalkista jo ennen koekuormitusta. Kyseinen puristusdiagonaali aiheuttaa laatan kuormitettuun osaan voiman, jolla on komponentti ylöspäin ja kohti laatan keskustaa, ja laatan reunaan voiman, jolla on vastaavat erisuuntaiset mutta yhtäsuuret komponentit. Jotta laatan eri osat pysyisivät paikoillaan vaakasuunnassa, täytyy niihin vaikuttaa puristusdiagonaalin vaakakomponentin suuruinen vastavoima.



Kuva 5.40 Idealisoitu malli betonilaatan sisälle syntyvästä sisäisestä puristusdiagonaalista

Ajatellaan tässä tapauksessa vastavoiman syntyvän laatan osien sisäisestä poikittaisen suunnan raudoituksesta, joka estää osia erkanemasta toisistaan vaakasuunnassa. Sitovan raudoituksen jännitys ei oleteta olevan tasainen, koska laatan reuna ei ole täysin jäykkä kappale vaan sillä on taivutusjäykkyyttä laatan pysty akselin ympäri. Yksinkertaistuksena oletetaan, että jännitysten jakauma sitovissa teräksissä kasvaa lineaarisesti nolasta maksimiarvoonsa, jännitysten saavuttaessa huippunsa laatan keskellä puristusdiagonaalin kohdalla ja ollen täten nolla laatan tuilla. Terästen aksiaalista jäykkyyttä laskettaessa terästen pituudeksi oletetaan tässä teräspalkkien välinen alue. Puristusdiagonaalin ajatellaan vaikuttavan suurimman taipumaeron alueella, eli laatan keskellä. Kuvassa 5.41 on havainnollistettu koko mallin geometriaa.



Kuva 5.41 Tasokuva puristusdiagonaalin toiminnan periaatteesta

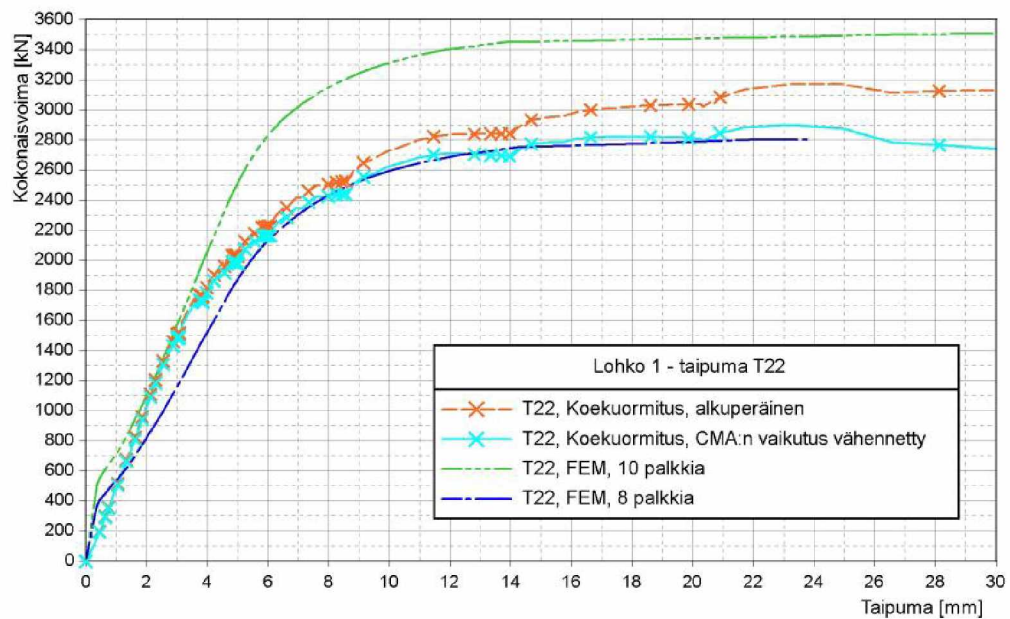
Taulukkoon 5.8 on taulukoitu laskennassa käytetyt lähtöarvot. Käyttämällä kyseisiä lähtöarvoja saadan laatan reunan ja keskikohdan taipumaerolle aiheutuneesta laatan sisäisistä puristusdiagonaalista aiheutuneelle tukireaktiolle välille yhteys 45 kN/mm.

Taulukko 5.8 Laskennassa käytetyt lähtöarvot

Suure	Arvo
Betonin kimmokerroin	35 GPa
Betonin puristusdiagonaalien leveys	0,3 m
Betonin puristusdiagonaalien korkeus	0,17 m
Puristusdiagonaalien jäykkyys, EAp	1785 MN
Betonilaatan joustoa kuvaavan jousen jäykkyys (kb)	6000 MN/m
Teräksen kimmokerroin	200 GPa
Poikkiterästen halkaisija (2 mm korroosiovähennys)	10 mm
Poikkiterästen kk jako	200 mm
Poikkiterästen aksiaalinen jäykkyys ($E_s \cdot 0,5A_s$)	235 MN
Poikkiterästen laskennallinen pituus	0,4 m
Poikkiterästen joustoa kuvaavan jousen jäykkyys (ks)	1178 MN/m

Kuvaan 5.42 on piirretty lohkon 1 keskikohdan (T22, ks. kuva 5.18) voima-taipuma-yhteys koekuormituksessa sekä sama yhteys, kun mitatusta kokonaisvoimasta on vähennetty oletetun laatan sisäisen puristusdiagonaalien vaikutus, joka saatiin käyttämällä edellä esitettyä mallia ja mitattua lohkon reunan ja keskikohdan taipumaeroa. Lisäksi kuvassa on esitetty lohkon 1 voima-taipuma yhteys laskettuna arinamallilla, jossa on otettu huomioon lohkon kaikki 10 teräspalkkia (ks. kuva 5.25) sekä arinamallilla, jossa on otettu huomioon vain 8 palkkia. Kahden palkin poisto pyrkii kuvaamaan poikkittaisen suunnan murtumisen vaikutuksen alaraja-arvon.

Kuvasta nähdään, että kun lohkon 1 mitattu voima-taipuma yhteys poikkesi kymmenellä palkilla lasketun arinamallin vastaavasta yhteydestä, alkoi myös CMA-huomioitujen tulokset poikkeamaan alkuperäisistä mittaustuloksista. Poikkeaminen johtui laatan reunan ja keskikohdan välille muodostuneesta taipumaerosta. Kokonaiskuorman noustessa tarpeeksi suureksi alkoivat muunnetut mittaustulokset vastaamaan kahdeksalla palkilla laskettua arinamallia.



Kuva 5.42 Sisäisten normaalivoimien vaikutus lohkon 1 keskikohdan voima-taipuma-yhteyteen

Vaikkakin tehty rakennemalli oli karkea oletamus rakenteen toiminnasta, sovellettaessa mallia koetuloksiin, havaittiin että malli antoi oikean suuruusluokan tuloksia siitä, kuinka paljon laatan sisäinen puristusparre vaikutti laatan taivutusjäykkyyteen lähestyttäessä murtoa. On myös huomattava, että koekuormitetussa rakenteessa havaitut halkeamat viittasivat siihen, että jokin mekanismi pyrki erottamaan laatan reunan muusta laatasta. Kuvassa 5.43 on esitetty Lohkon 1 pysty suuntaisia halkeamia tuelta T1, jotka kertovat laatan poikkiakselin suunnassa vaikuttaneesta voimasta.



Kuva 5.43 Sisäisten normaalivoimien aiheuttamaa halkeilua lohkon 1 tuella

Näiden havaintojen perusteella CMA:in hyödyntäminen voisi olla mahdollista arvioitaessa teräspalkkibetonisen sillan kantavuutta, kun rakenteen poikittainen kestävyys lineaarisesti kimmoisan analyysin perusteella ylittyy. Varsinaisen luotettavan laskentamenetelmän kehittäminen/löytäminen vaatisi kuitenkin lisätutkimusta, sillä tässä esitetty menetelmä on vahvasti tarkoitettu ilmiön olemassaolon mahdollisuuden toteamiseen.

5.8 Johtopäätelmät

Suokannan sillan koekuormituksen ja siitä tehdyn diplomityön avulla saatiin tarkempi tieto siitä, kuinka teräspalkkibetoninen rakenne käyttäytyy rautatieliikenteen perusteella määritellyillä käyttötilan kuormilla ja silloin kun rakenne lähestyy murtoa. Koekuormituksesta pystyttiin tunnistamaan rakenteen jäykkyyden heikkenemiseen ja murtumiseen vaikuttaneet ilmiöt. Ilmiöiden tunnistamiseen käytettiin kirjallisuudessa esitettyjä menetelmiä yhdessä FE-analyysin kanssa. Tällöin saavutettiin kohtuullinen ymmärrys siitä minkälaisia tekijöitä vaikuttaa teräspalkkibetonisen rakenteen toimintaan ja kuinka ne täytyisi ottaa huomioon rakenteen kantavuutta tarkasteltaessa.

Molempien lohkojen koekuormitusten tuloksista voidaan päätellä, että teräspalkkibetoninen liittopalkki toimii hyvin liittorakenteena, jos teräksen ja betonin välinen tartuntajännitys säilyy ainakin alle 0,7 MPa:n ja kun se lasketaan BS 5400-5:2005 periaatteiden mukaan. Kyseisen raja-arvon ylitys ei kuitenkaan tarkoita, että rakenne ei enää toimisi liittorakenteena sillä poikkileikkauksen sisäiset voimat voivat edelleen kasvaa ankuroitumalla lähemmäs tukia edellyttäen, että tukialue ei ole halkeillut. Tällöin kuitenkin ollaan voimakkaasti epävarmalla ja epälineaarisella alueella, jossa tapahtuu pysyviä muodonmuutoksia ja käyttörajatilassa rakenteen tartuntajännitykset tulisikin rajoittaa kyseisen tason alle liittovaikutuksen säilymisen varmistamiseksi, kuten standardi ohjeistaa. Lisäksi teräspalkkibetonisten rakenteiden voimakkaasta ortotropiasta (pääsuunnassa teräspalkit, poikkisuunnassa kevyt rauditus) johtuen rakenteen poikittainen suunnan kestävyys voi olla kriittinen komponentti kantavuuden tarkastelussa. Poikittaisen suunnan kestävyuden ylittyminen ei tarkoita välttämättä rakenteen sortumista vaan rakenteen toimintatavan muuttumista.

Lisätutkimus teräspalkkibetonisen rakenteen tartuntajännitykseen nosti esille, että kyseisen siltatyypin silloille on olemassa kantavuuden määrittämiseen tarkoitettua ohjeistusta, jossa eräs tarkasteltava asia on teräksen ja betonin välisen liittovaikutuksen olemassaolo ja sen tehokkuus murto-rajatilassa. Näiden ohjeiden soveltaminen Suomessa poistaisi epävarmuutta vastaavien siltojen kantavuuden tarkastelusta. Lisäksi teräspalkkibetonisten rakenteiden lisätutkimuksen osoitettiin olevan mahdollista FE-analyysillä, jossa käytetään betonin mallintamiseen sen halkeilun huomioon ottavaa materiaalmallia. Täten käyttäen Suokannan rautatiesillan koekuormituksesta saatua ja mittaustuloksia referenssinä voisi mallintamalla tarkistaa kuinka hyvin diplomityön tulokset soveltuvat geometrialtaan erityyppisiin ja kokoisiin teräspalkkibetonisiin siltoihin.

Esimerkilanalyysin kautta pystyttiin myös toteamaan, että teräspalkkibetoniseen laattaan saattaa syntyä laatan sisäisiä puristusdiagonaaleja, jotka kasvattavat laatan jäykkyyttä ja kuormankantokykyä, kun laattaan on mahdollisuus muodostua laatan osien liikettä vastustavia normaalivoimia. Suokannan sillassa havaittiin yksinkertaisinkin mallin tuottavan mittaustulosten ja havaintojen kanssa yhteneviä tuloksia

rakenteen toiminnasta. Laatan sisäisten normaalivoimien soveltaminen teräspalkki-betonisissa silloissa avaisi mahdollisuuksia hyödyntää rakenteen piilossa olevaa kapasiteettia tehokkaammin. On huomattava, että menetelmä on soveltuva kaikille betonisille laatta- ja laattapalkki rakenteille, joten menetelmän yleisen käytön mahdollisuudet olisivat suuret.

5.9 Suosituksia kantavuuden arviointiin

Tässä kappaleessa esitetään suosituksia teräspalkkibetonisten rautatiesiltojen kantavuuden tarkasteluun ja annettu ohjeistus tehtyyn alustavaan kantavuuden arviointiin, jonka tuloksia on esitelty tämän raportin luvussa 6. Suositusten taustalla on Suokannan siltalohkojen koekuormitusten tulokset, joiden perusteella on pystytty kokoomaan muista standardeista ja ohjeista kantavuuden tarkasteluun soveltuvat osat. Sovellettuja standardeja ja ohjeita ovat SFS EN-1992-1-1, SFS EN-1992-2, SFS 1994-2, UIC 773, BS 5400-5 ja BD 61/10.

Tässä kappaleessa esitetyt ohjeet alustavaan tarkastelun pohjautuivat koekuormituksesta saatuihin alustaviin arvioihin rakenteen toiminnasta. Ohjeet ovat siis vanhemmat kuin koekuormituksesta ja sen jatkotutkimuksesta saadut lopulliset tulokset, mutta ne on esitetty tässä, jotta ne toimisivat pohjatietona kappaleessa 6 esitettyihin laskennan tuloksiin. Alustava kantavuuden tarkastelu suunniteltiin kohdistettavan kaikkiin käytössä oleviin teräspalkkibetonisiin rautatiesiltoihin, joten kantavuuden laskennan tuli perustua yksinkertaistettuihin menetelmiin, joita olisi helppo soveltaa jokaisessa tapauksessa. Kantavuuden arvioinnin suoritti VR Track Oy:n sillansuunnitteluyksikkö, jolla on kattava tietokanta suomalaisista rautatiesilloista.

Suosituksien ja ohjeiden koskevat vain sillan teräspalkkibetonista kantta. Alusrakenteiden kantavuutta ei tässä tarkastella, mutta on huomioitava, että myös ne voivat olla kriittisiä sillan kantavuuden kannalta.

5.9.1 Rakenteen analysointi

Teräspalkkibetonisen rakenteen rakenneanalyysi tulisi pohjautua samoihin periaatteisiin kuin teräsbetonisten laattasiltojenkin. Junakuormista sekä rakenteiden omasta painosta aiheutuneet rasitukset ja muodonmuutokset saadaan laskettua sopivalla mallilla, joka ottaa huomioon teräspalkkibetonisen kannen ortotropian. Esimerkiksi laatan arinamalli toimii hyvin, kun sillan vinous ei ole suuri. Muutenkin standardin SFS EN-1994-2 kappaleen ohjeet 5.4.2.9 ovat soveltuvia poislukien kohdat (1) ja (8).

Standardin kohta (1) olettaa suunnittelun tapahtuvan kyseisen standardin geometrisiä rajoituksia noudatettaen, joita ei olemassa olevilla rakenteilla voida noudattaa, ja teräspalkin ja betonin välistä toimintaa ei voida jättää huomiotta. Tällöin tulee ottaa laskennallisessa tarkastelussa huomioon liittovaikutuksen mahdollistava teräksen ja betonin välisen tartuntajännitys niin käyttö- kuin murtorajatilassakin. Käyttörajatilassa tartuntajännitys tulisi säilyä leikkausjännitys-liukuma-yhteyden kimmoisalla alueella. Murtorajatilassa täytyy ottaa huomioon rajapinnan rajallinen kyky välittää leikkausvuota ja rakennetta voi joutua tarkastelemaan osittaisena liittorakenteen menetelmin.

Kohdan (8) laskentakaava (5.6-4) antaa käyttää taipumia laskettaessa rakenteen pääsuunnan taivutusjäykkyytenä halkeilleen ja halkeamattoman tilan keskiarvoa. Kyseinen arvo saattaa kuitenkin yliarvoida rakenteen taivutusjäykkyyttä, sillä Suokannan sillan koekuormituksesta havaittu rakenteen taivutusjäykkyys vastasi paremmin täysin halkeilleen rakenteen taivutusjäykkyyttä. Täten taivutusjäykkyyden määrittäminen tulisi perustua rakenteen todelliseen halkeiluasteeseen tai konservatiivisesti oletukselle, jossa rakenne on halkeillut koko jännemitan matkalta. Vetojäykistysvaikutuksen määrittämiseen ei ole menettelyä.

Jatkuvia siltoja ei Suokannan rautatiesillan koekuormituksen yhteydessä tutkittu eikä niitä ole myöskään jatkotutkimuksessa tarkasteltu. On kuitenkin oletettavasti turvallisella puolella otaksua murtorajatilassa jatkuvan sillan jänteet jokainen omaksi yksiaukkoiseksi sillakseen ottamatta huomioon jatkuvuutta välituella. Jos voidaan varmistua siitä, että sillan teräspalkit todella ovat jatkuvat välituen yli, on turvallista olettaa laskentapoikkileikkaukseksi välituella pelkät teräspalkit ja jättää betoni huomiotta. Kentässä voidaan liittovaikutus edelleen huomioida, kunhan käyttörajatilan tartuntajännitysrajat eivät ylitä rakenteen alapintaa venyttävän taivutusmomentin alueella. Myös välituella voi olla mahdollista tarkastella rakennetta liittorakenteisena murtorajatilassa, mutta siihen ei tässä tapauksessa tehdyn tutkimuksen pohjalta oteta kantaa.

5.9.2 Rakenteen kunnon selvitys

Lähdettäessä selvittämään teräspalkkibetonisen siltarakenteen kantavuutta tulisi mahdollisimman hyvin olla selvillä sillan jo olemassa olevista vaurioista ja materiaalien kunnosta. Koska rautateillä sillan päällä on usein tukikerros, suojabetoni ja vedeneriste, teräspalkkibetonisen rautatiesillan tapauksessa havainnoitavat vauriot rajoittuvat paljolti rakenteen alapinnan betonin vaurioihin, joita ovat betonin halkeamat ja lohkeilu. Myös rakenteen kunnon selvittäminen rajoittuu helposti täten vain rakenteen alapintaan, vaikka olisi hyvä että tutkimustietoa olisi myös rakenteen yläpinnasta, jossa betoni on kantavuuden kannalta tärkeämpää. Suokannan rautatiesillan tapauksessa molempien lohkojen betoni oli tehtyjen tutkimusten mukaan ikäänsä nähden hyvässä kunnossa eikä rakenteessa havaittua suuria vaurioita. Täten koekuormitustulosten ja rakenteen kunnon välille ei voi johtaa suoraa yhteyttä.

Toisen lohkon betonilaatan yläpinnassa havaittiin olevan kerros heikompaa betonia, kuin syvemällä laatasta, minkä vuoksi koekuormitustuloksia ei saatu täysin tarkasti simuloitua. Kyseinen lohko oli kuitenkin paksumpi kuin suunnitelmissa oli esitetty, joten kantavuutta määritettäessä pinnan heikompaa betonia ei olisi tarvinnut ottaa huomioon. On kuitenkin huomioitava, että vanhoilla teräspalkkibetonisilla silloilla betonia ei välttämättä ole nähty suunnittelussa ja valmistuksessa erityisen tärkeänä elementtinä kantavuuden kannalta, joten betonin todellinen rakenne olisi hyvä selvittää.

Teräspalkkibetonisten siltakansien teräsosien korroosioaste tulisi pyrkiä selvittämään mahdollisimman hyvin, sillä huolimatta paksustakin betonipeitteestä palkkien alapinta ja niiden alapuoliset betoniteräkset saattavat olla huomattavan ruostuneita, kuten oli Suokannan tapauksessa. Teräsosien korroosiolla on suora vaikutus rakenteen kestävyysasteeseen. Syy ruostumiseen on todennäköisesti työtekniikasta johtuva betonin huono tiivistyminen teräspalkin ja muotin välissä, jonka vuoksi betonin ja teräksen välille on jäänyt ilmarako ja betonista ei ole tullut hyvälaatuaista.

5.9.3 Kestävyyden määrittäminen

Niin kuin muidenkin rakenteiden, joille kantavuuden arvioinnit tehdään, myös teräspalkkibetonisen sillan komponenttien kestävyttä määritettäessä tulee käytettävien materiaalien lujuuksien perustua vähintään turvallisella puolella olella arvioon. Luotettavimman arvion saa, kun lujuudet koestetaan olemassa olevasta rakenteen betonista ja teräksestä ainetta rikkovin menetelmin. Leikkausliitoksen kestävyttä käyttörajatilassa voidaan arvioida kaavoilla 5.55.3, 5.5 ja 5.6. Turvallisella puolella on käyttää kaavan 5.6 lähteen, BD/61, esittämää minimiarvoa 0,5 MPa käyttörajatilan tartuntalujuudelle. Murtorajatilan tartuntalujuutena voi käyttää saman ohjeen arvoa, joka on 1,4-kertainen käyttörajatilan tartuntalujuuteen nähden. Turvallisella puolella on pitää käyttörajatilan arvoa tartuntalujuuden maksimiarvona myös murtorajatilassa.

Määritettäessä teräspalkkibetonisen liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyys täydellisenä liittorakenteena jäykkäplastisen teorian mukaan, saatetaan yliarvioida sillan todellista kestävyttä. Mitoittamalla rakenne kimmoteorian mukaisesti (olettamalla rakenteen poikkileikkausluokaksi 3) ollaan turvallisella puolella, mutta myös poikkileikkausluokan 2 käyttö on perusteltua, kun huomioidaan mahdollinen liittovaikutuksen osittaisuus murtotilassa. Osittaisen liittovaikutuksen voi ottaa huomioon standardin EN-1994-1-1 kappaleen 6.2.1.2 menetelmillä. Leikkausliittimet voidaan olettaa sitkeiksi, mikä perustuu siihen, että vaikka teräksen ja betonin välillä valuvaiheessa muodostunut sidos hajoaa, toimii leikkausliitos edelleen rakenneosien välisen kitkan avulla.

Rakenteen kestävyttä poikittaisessa suunnassa voidaan tarkastella teräsbetonirakenteille tarkoitettuina menetelmin, kun rakenneanalyysissä on otettu huomioon rakenteen ortotrooppisuus. Rakenteen poikittaisen kestävyuden mahdollisesti rajoittaessa laskennallista kantavuutta, voi rakennetta analysoida ottamalla huomioon vain palkit suoraan kuorman alapuolella. Kuitenkaan käyttörajatilassa poikittaisen suunnan kestävyys ei saa ylittyä. Oletus vain suoraan kuorman alapuolella toimivista pääsuunnan palkeista perustuu siihen, että poikittaisen kestävyuden ylittyessä rakenteen suuri pääsuunnan jäykkyys sallii tehokkaan rasiusten uudelleen jakautumisen ja/tai mekanismien syntymisen laatan sisään, jolloin rakenteen osat eivät pääse erkanemaan toisistaan aiheuttaen koko rakenteen pettämistä. Poikittaisten rasiusten osalta on lisäksi huomattava, että suuret taivutusmomentit voivat irroittaa laatan pinnassa betonin teräspalkeista, jolloin liittovaikutuksen mahdollistava tartunta saattaa vaarantua ja liukumien kasvaa.

5.9.4 Ohjeet alustavaan kantavuuden tarkasteluun

Alustavassa kantavuuden tarkastelussa junakuormana käytetään kaaviota LM71-25. Junakuorma ja muut kuormat käsitellään pelkästään ominaisarvoilla. Junakuorman jakautumista ratapölkkyjen välillä ei oteta huomioon, vaan akselikuorman ajatellaan kuormittavan täysin vain yhtä pölkkyä. Tällä otetaan huomioon mahdolliset tukeutumisongelmat sekä kiskon liikuntasauojen mahdollisuus sillan päällä. Junakuorman voi jakaa

Junakuorman jakaantumislevyyttä poikittaisessa suunnassa pidetään sillan tehollisena leveytenä, jonka perusteella rakenteen pääsuunnan jäykkyys ja kestävyys määritellään. Yhden betonin ja teräspalkin muodostaman liittopoikkileikkauksen ominaisuudet jaetaan kyseisen poikkileikkauksen leveydellä (teräspalkkien k/k jaolla) ja kerrotaan lasketulla tehollisella leveydellä, jolloin rakenne voidaan käsitellä yhtenä palkki-

na. Tehollinen leveys ei voi olla suurempi kuin rakenteen todellinen fyysinen leveys mahdollistaa. Kaksi- tai useampiauukoisten siltojen tapauksessa, joissa teräspalkki on jatkuva tuen yli, voi analyysissä käyttää tehollisen leveyden kautta laskettua palkin jäykkyyttä koko sillan pituudella.

Käsiteltäessä rakennetta tehollisen leveyden kautta oletetaan, että rakenteen reunat eivät toimi pääsuunnan taivutuksessa junakuormia kantavana rakenteena. Täten kes-tävyyttä poikittaisessa suunnassa ei tarvitse tarkistaa taivutusmomentin tai leikkausvoiman suhteen. Rakenteen omasta painosta otetaan huomioon vain edellä mainitulla tehollisella leveydellä olevat rakenneosat. Yhden raiteen päällysrakenteen painon oletetaan olevan NCCI 1:n mukainen 46 kN/m, ellei tarkemmin määritetä. Omat painot annetaan viivakuormana tehollisen leveyden avulla muodostetulle sillan palkki-mallille.

Rakenteessa vaikuttava suurin poikittainen taivutusmomentti halkeilumomentin ylitymisen tarkistamiseen voidaan laskea kaavalla:

$$M_y = M_x(0.97 - 0.09L) \text{ (kNm/m)}$$

missä

M_x on sillan pääsuunnan aukon junakuorman aiheuttama suurin taivutusmomentti jaettuna tehollisella leveydellä (yksikkönä kNm/m)

L on sillan jännemitta metreinä

Kaavaa voi käyttää, kun sillan jännemitta on suurempi kuin 2 m ja pienempi kuin 9 m. Kun sillan jännemitta on suurempi kuin 9 m käytetään kaavaa:

$$M_y = 0,16 \cdot M_x$$

Tartuntajännitys teräspalkin ja betonin rajapinnassa lasketaan tuelta kaksi kertaa tehollisen korkeuden (2d) etäisyydellä vaikuttavan leikkausvoiman avulla seuraavalla kaavalla:

$$\tau = \frac{V}{z \cdot l}$$

missä

V on leikkausvoima 2d:n päästä tuelta

z on halkeilleen poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi, jolle voidaan olettaa arvo $0,75d$

d on rakenteen tehollinen korkeus eli etäisyys teräspalkin alapinnasta betoni-laatan yläpintaan

l on se teräspoikkileikkauksen piiri, jolle tartuntajännityksen oletetaan jakautuvan 2d:n matkalla, eli $l = b_{\text{laippa}} + h_{\text{uuma}}$, missä b_{laippa} on teräspalkin laipan leveys ja h_{uuma} palkin uuman korkeus

Teräspoikkileikkauksen piiri kerrotaan lisäksi tehollisen leveyden ja yhden liittopoikkileikkauksen suhteella, jotta tulos koskee koko tehollista leveyttä. Tartuntalujuutena voidaan käyttää eurokoodin mukaista betonin vetolujuutta.

Rakenteen taivutuskestävyys voidaan laskea jäykkäplastisella mallilla käyttämällä tarkasteltavana poikkileikkauksena suunnitelmien mukaista geometriaa, jossa poikkileikkauksen korkeus on laatan keskimääräinen korkeus ja leveys teräspalkkien k/k jako. Poikkileikkauksen plastinen neutraaliakseli voi sijaita missä tahansa poikkileikkauksen korkeudella. Betonin vetolujuutta ei oteta huomioon taivutuskestävyyden laskennassa. Teräspalkkien alalaipan alapintaan tehdään 2 mm:n korroosiovähennys. Rakenteen leikkauskestävyyttä määritettäessä vain teräspalkit otetaan huomioon leikkausvoimaa kantavana rakenteena. Yhden liittopoikkileikkauksen kestävyysarvot muutetaan koko tehollisen leveyden arvoiksi kertomalla ne leveyksien suhteella.

Alustava kantavuuden laskenta tehdään kuormien ja materiaalien ominaisarvoilla, ilman materiaalien osavarmuuskertoimia, koska materiaalilujuudet eivät ole tiedossa ja ovat täten arvioita, joiden muuttaminen mitoituslujuudeksi kertoimella ei anna tietoa varmuustasosta. Materiaaliominaisuudet joudutaan lähtökohtaisesti paljolti arvaamaan, joten laskenta tehdään useilla betonin materiaalilujuuden arvoilla. Täten saadaan selville lujuuden vaihtelun vaikutus kantavuuteen. Ominaisvarmuustason kautta pystytään tunnistamaan sillat joilla varmuus on alhaisempi ja joilla on suurempi riski kantavuuden kannalta.

Teräksen ominaismyötölujuutena voidaan käyttää arvoa 235 MPa ja kimmokertoimena 210 GPa. Rakenteen kestävyys lasketaan kolmella eri betonin ominaispuristuslujuudella: 0 MPa, 10 MPa, 25 MPa. 0 MPa:n ominaispuristuslujuus tarkoittaa laskennassa, että vain teräspalkit otetaan huomioon kantavana rakenteena. Betonin vaikutus kestävyys otetaan kahdella lujuudella huomioon siksi, jotta saataisiin esiin lujuuden ja poikkileikkauksen taivutuskestävyyden epälineaarinen yhteys.

Muut tarvittavat betonin ominaisuudet voidaan määrittää ominaispuristuslujuuden kautta Liikenneviraston ohjeen NCCI 2 taulukon 3.2 avulla. Rakenteen taivutusjäykkyyttä määritettäessä voidaan käyttää 10 MPa:n ominaispuristuslujuuden vastaavaa betonin keskimääräistä kimmokerrointa. Betonin vetolujuutta ei oteta huomioon taivutusjäykkyyttä laskettaessa.

Poikittaisessa suunnassa tarkastetaan rakenteen halkeilukestävyys käyttäen betonin vetolujuutena ominaispuristuslujuuden kautta määritettyä keskimääräistä vetolujuutta. Liian suuret poikittaiset rasitukset saattavat aiheuttaa teräksen ja betonin tartunnan heikkenemistä. Tällöin rakenteen taivutusjäykkyys saattaa laskea tai liittävaikutus teräksen ja betonin välillä voi kadota kokonaan.

5.9.5 Alustavan kantavuuden tarkastelun tavoitteet

Alustavan teräspalkkibetonisten siltojen kantavuuden tarkastelun tulisi selvittää kantavuuden kannalta kriittisimmät sillat koko siltajoukosta ja täten saa ohjata mahdollisia jatkotarkasteluja näiden havaintojen pohjalta. Lisäksi tulisi selvittää mitkä ovat tarkasteltavien rasitusten käyttöasteiden keskinäiset suhteet ja onko tunnistettavissa joitakin siltakansien ominaisuuksia (esim. jännemitta/hoikkuus) joiden muuttuminen korreloisi jonkin kantavuuden komponentin käyttöasteen huonontumisen kanssa. Kantavuuden tarkastelun seurauksena myös teräspalkkibetoninen siltakanta tulee kartoitettua geometrian osalta alustavalla tarkkuudella.

Koska kyseessä on alustava kantavuuden arviointi, ovat annetut laskentatavat myös alustavia ja tuloksista ei voi tehdä kovin pitkälle meneviä päätelmiä yksittäisen teräspalkkibetonisen sillan kantavuudesta. Yksittäisen siltakannen arviointi tulisi jatkossa perustua yleisesti kantavuuden tarkastelussa toimiviksi havaittuihin menetelmiin, kuten rakenteen analysointiin sopivalla FE-mallilla, ja arvioinnista annettuihin ohjeisiin mitä tulee materiaalien lujuuksiin ja varmuuskertoimiin. Lisäksi tarkemmissa tarkasteluissa tulisi ottaa myös teräspalkkien väsyminen huomioon.

5.10 Lähteet

Abdullah, R., Paton-Cole, V. P.. 2007. Modeling of horizontal shear bond in composite slab using join element. Prosiding Kebangsaan Awam 07, Langkawi, Kedah.

BD 61/10. June 2010. The Assessment of composite highway bridges and structures, Design manual for roads and bridges, Volume 3, Section 4. Saatavissa: <http://www.dft.gov.uk/ha/standards/dmrb/>

BS 5400-5:2005. 18.11.2005. Steel, concrete and composite bridges – Part 5: Code of practice for the design of composite bridges. British Standards Institution, London.

Hendy C. R., Johnson R. P.. 2006. Designers' Guide to EN 1994-2. London, Thomas Telford Publishing. 206 s.

Institution of Civil Engineers. 2008. ICE Manual of Bridge Engineering. 2nd edition. London, 729 s.

Kouhi J., Koukkari H.. 1989. Betoni-teräslittorakenteet. Espoo, Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT), Tutkimuksia 614. 163 s.

Liikenneviraston ohjeita 20/2011. 2011. Eurokoodin soveltamisohje – Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet NCCI 1 (22.12.2010). Helsinki, Liikennevirasto.

Liikenneviraston ohjeita 24/2010. 2010. Eurokoodin soveltamisohje – Betonisiltojen suunnittelu NCCI 2 (5.11.2010). Helsinki, Liikennevirasto.

Liittorakenteet. 1982. Helsinki, Suomen betoniyhdistys, Suomen rakennusinsinöörien liitto, Teräsrakenneyhdistys. 378 s.

LUSAS. 2011. Theory Manual Volume 1, LUSAS Version 14.7 : Issue 1. LUSAS – ohjelman verkkomanuaali. 414 s.

Suomen valtionrautatiet 1862–1912 II. 1916. Helsinki, Rautatiehallitus. 733 s.

Heiniö, Sulo (toim.) et al. 1929. Teknillinen käsikirja. Kolmas painos. Jyväskylä, K. J. Gummerus osakeyhtiö. 1208 s. + liitt. 30 s.

Heiniö, Sulo (toim.) et al. 1942. Tekniikan käsikirja. Viides painos. Jyväskylä, K. J. Gummerus osakeyhtiö. 1627 s. + liitt. 19 s.

Johnson, R. P., Buckby, R. J. 1986. Composite structures of steel and concrete, Volume 2: Bridges. 2nd ed. London, Collins Professional and Technical Books. 420 p.

Neville, A. M. 1973. Properties of concrete. 2nd (metric) ed. Bath, The Pitman Press. 686 p.

Tulonen, Joonas. 2012. Suokannan rautatiesilta: vanhan teräspalkkibetonisen laattasillan koekuormitus. Diplomityö. Tampere, Tampereen teknillinen yliopisto. 179 s. + liitt. 69 s.

Tulonen, J., Laaksonen, A. 2014. Bearing Capacity and Assessment of Old Filler-Beam Bridge Decks. Structural Engineering International, Vol 24, No 4, Nov 2014. IABSE, Zurich.

Rautatiesiltojen hallintaraportti. 2009. VR Rata rautatiesuunnittelu. 118 s.

RSO 9, Rautatiesiltojen kantavuuden laskentaohje. 21.5.2002. Ratahallintokeskus. 7 s. + liitt. 4 s..

Roos, V. 1993. Uusi liittorakenne: Teräspalkit betonissa – kokemuksia suunnittelusta ja rakentamisesta. Helsinki, Suomen rakennusinsinöörien liitto. 11 s.

Siltojemme historia. 2004. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL. 525 s.

SFS-EN 3471. 25.8.1986. Vetokokeen pyöreä kiilaistukkasauva. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-2. 29.3.2004. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1. 30.5.2005. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

SFS-EN 1992-2. 16.5.2006. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu

SFS-EN 1994-2. 16.5.2006. Eurokoodi 4: Betoni-teräs –liittorakenteiden suunnittelu. Osa 2. Yleiset säännöt ja siltoja koskevat säännöt. Suomen standardoimisliitto SFS.

Low, McC A., Ricketts, N. J.. 1993. Research report special 383, The Assessment of Filler Beam Bridge Decks Without Transverse Reinforcement. Crowthorne, Bridges and Ground Engineering Resource Centre, Transport Research Laboratory.

UIC Code 773. 1997. 4th edition. Recommendations for the design of joist-in-concrete railway bridges. Paris, International Union of Railways. 53 s.

Valtionrautatiet 1912–1937 II. 1937. Toinen painos. Helsinki, Rautatiehallitus. 912 s.

Valtionrautatiet 1937–1962. 1962. Helsinki, Rautatiehallitus. 854 s.

Wuorenjuuri J., Weckman T.. 2010. Suokannan ratasilta, Sillan koekuormitus suunnitelma.

6 Olemassa olevien siltojen alustava kantavuuden arviointi

6.1 Lähtökohta

Teräspalkkibetonisten silttojen kantavuuslaskenta liittyi TTY:n Elinkaaritehokas rata tutkimushankkeeseen ja sen osaan 5, joka sisälsi silta-asioita. VR Trackin työhön kuului Suokannan ratasillan koekuormitustulosten soveltaminen muihin samantyyppisten ratasiltojen kantavuuslaskentaan. Tavoitteena oli arvioida nykyisiä laskentamenetelmiä, löytää tämän tyyppisten silttojen kantavuuden kannalta oleelliset seikat sekä selvittää, onko rataverkolla teräspalkkibetonisia ratasiltoja, joista pitäisi olla huolissaan nykykuormille tai akselipainojen korotushankkeissa.

Työssä kartoitettiin kaikki Suomen teräspalkkibetoniset ratasillat. Tarkasteluun otettiin kaikki 94 siltaa. Niiden jännemitat vaihtelivat 2 ja 12 m välillä. Arkistotiedoista kerättiin tiedot betoni- ja teräsosien dimensioista ja laaduista, terästyypeistä ja teräspalkkien tiheydestä. Kaikista silloista ei löytynyt laskentaan tarvittavia tietoja. Osa tiedoista täydennettiin kokemuseräisesti arvioimalla laskentaa varten.

Siltamäärän vuoksi laskelmia varten luotiin taulukkolaskentaohjelma niin, että laskenta saatiin yksinkertaistettua. Kaikkia siltoja ei kuitenkaan laskettu loppuun asti. Siltajoukossa oli useita poikkeavia siltalaattoja, jotka vaativat yksilöllisemmän tarkastelun. Tällaisia olivat esimerkiksi siltalaattarakenteet, joissa on käytetty rata-kiskoa, ovat jatkuvia rakenteita tai muuten merkittävästi koekuormitetusta siltakannesta poikkeavat tapaukset. Lisäksi jatkuvissa laatoissa jäi epäselväksi ovatko teräspalkit välituella jatkuvia vai ei.

Rakenteiden mitat arvioitiin arkistoiduista suunnitelmapiirustuksista. Kaikissa piirustuksissa ei ollut välttämättä annettu käytetyn I-profiilin mittoja, vaan ainoastaan profiilin tunnus. Näissä tapauksissa käytettiin vuoden 1934 Rakentajain Kalenterin profiileille antamia mittoja. Osassa rakenteista on suunnitelmien mukaan käytetty myös leveälaippaista, nykyistä H-profiilia, vastaavia profiileja. Kaikissa tapauksissa ei ole täyttä varmuutta suunnitelmien perusteella kumpaa on käytetty. Tällaisissa tapauksissa on pyritty määrittämään piirustuksen mittasuhteista profiili.

Laskennassa käytettiin koekuormituksen ja kirjallisuuden perusteella sovittua ohjeistusta. Tällä tavoin voitiin yksinkertaistaa laskentaa riittävästi suuren siltajoukon alustavan tarkastelun mahdollistamiseksi. Seuraavassa on listattu laskentaoletuksia:

- kuormat ominaisarvoina (LM71-25)
- tukikerroksen paksuutena käytetty 550mm (tämä poikkeaa useasti todellisuudesta)
- laskenta on tehty pituussuunnassa pistekuormille, jolloin päästään melko yksinkertaiseen laskentaan ja toisaalta rasitukset ovat suurempia kuin tasaisella kuormalla.
- betonille käytetty kolmea lujuutta laskelmissa: 0MPa, 10MPa ja 25MPa. Tällä pyrittiin selvittämään, mikä merkitys betonilla on kantavuuteen.
- teräksen lujuus 235MPa
- tehollinen leveys on tarkastelussa se leveys, jolle kuormitus jakautuu poikki-leikkauksen painopisteeseen

Laskelmin tarkasteltiin taivutuskestävyys, leikkauskestävyys, taivutuskestävyys poikkisuunnassa sekä leikkausjännitys betonin ja teräspalkkien välillä suurimman leikkausvoiman alueella. Näiden lisäksi arvioitiin rakenteen taipuma. Väsymistä ei tutkittu.

6.2 Yhteenveto

Alustava kantavuus pystyttiin arkistosuunnitelmien ja sovittujen laskentaoletusten perusteella arvioimaan yhteensä 72 sillalle. Yhteensä teräspalkkibetonisia laattasiltoja on Suomessa 94 kpl.

Pituussuunnan taivutuskestävyys oli rakenteilla pääosin hyvällä tasolla. Ainoastaan kahden sillan kohdalla pelkkien teräspalkkien kapasiteetti ei riittänyt taivutusrasituksen kantamiseen. Näistä kahdesta toisen palkkiväli on vielä epävarma ja arvioitu vastaavien siltojen perusteella. Kokonaisvarmuus vaihteli pelkät teräspalkit (Betoni 0MPa) huomioon ottaen välillä 0,6–3,7.

Kun taivutuskestävyyden laskennassa otettiin huomioon betonin vaikutus, päästiin myös näillä kahdella sillalla riittävään laskennalliseen kestävyYTEEN. Betoni huomioon ottaen saatiin kokonaisvarmuus väliltä 1,1–4,3 / 1,3–4,8 (10MPa / 25MPa).

Pituussuunnan taivutuksen suhteen määritetyn varmuustason ja jännemitan välillä voitiin aineistosta nähdä loivasti laskeva trendi. Tämä huomataan erityisesti kun betonin vaikutus kestävyYTEEN otetaan huomioon.

Leikkauskestävyyden osalta palkit olivat riittävät siirtämään rasitukset tuille eri tapauksissa. Leikkausrasituksen suhteen kokonaisvarmuus ei juuri vaihtelee jännemitan muuttuessa. Kokonaisvarmuus rakenteiden leikkauskapasiteetin suhteen oli välillä 2,0–10,1.

Poikkisuunnassa betonipoikkileikkauksen taivutushalkeilukapasiteetti ei ole riittävä. Suunnitelmien mukaan rakenteissa on ollut poikkisuuntaista sideraudoitusta, eikä tätä otettu laskelmissa huomioon. Alapinnan suojabetonikerroksen halkeilu mahdollistaa teräspalkkien korroosion alun nopeammin verrattuna ehyeen suojakerrokseen.

Teräspalkkien ja betonin välinen tartunta tukialueilla on lähes kaikissa tapauksissa rasitusta suurempi. Tässäkin tapauksessa hajontaa on melko paljon. Heikommalla betonilla kokonaisvarmuus tartunnan suhteen vaihteli välillä 0,9–3,9. Lujemmalla betonilla vastaavasti vaihteluväli oli 1,7–7,1.

Laskennalliset taipumat olivat maltillisia rakenteilla. Tässäkin jälleen hajonta oli melko suurta. Pelkillä palkeilla laskennallinen taipuma vaihteli välillä L/165–L/2550, 10MPa betonilla vaihteluväli oli L/440–L/4910 ja 25MPa betonilla taipuma vaihteli välillä L/460–L/5080. Taipumien laskennassa on otettu huomioon ainoastaan kuormakaavion mukaiset akselikuormat. Pidemmällä siltakansilla lisäksi tulisi nauha-kuorma. Tämän vaikutus on kuitenkin laskentatapausten jännemitoilla hyvin pieni. Huomattavaa taipuman määrittämisessä ja vertailussa on, että kunnossapidon kanalta jo 2mm:n taipuma 5 metrin matkalla aiheuttaa toimenpiteitä.

Suuressa osassa tarkasteluista ei juuri nähdä korrelaatiota jännemitan ja kokonaisvarmuuden välillä. Poikkisuunnan taivutuksen suhteen kokonaisvarmuus kasvaa hie- man jännemitan kasvaessa aineiston perusteella. Pidemmän jännemitan siltoja on kuitenkin melko vähän tarkasteltujen siltojen joukossa. Vastaavasti taas pääsuunnan taivutuksen suhteen kokonaisvarmuus näyttää loivasti laskevan jännemitan kasvaes- sa. Huomattavaa kuitenkin on, että tapauksien välillä kokonaisvarmuustasossa voi olla isoja eroja saman jännemitta-alueen siltakansilla.

6.3 Johtopäätökset

Tukikerroksesta ja kuormien jakaantumisesta

Koekuormitusjärjestelyt olivat sellaisia, että akselikuormana oli palkki. Tämä ei täysin vastaa tukikerroksen aiheuttamaa kuorman jakaantumista palkille. Tukikerroksen vaikutus jätettiin pois kuormituksesta ja laskelmista tietoisesti, sillä aiheesta löytyy runsaasti tutkittua tietoa. Laskelmissa ei myöskään otettu huomioon siltojen tukiker- rospaksuuksia. Tarkennetussa laskennassa tulee harkita paksuuden ja laadun otta- mista huomioon, sillä tukikerroksen ominaisuudet voivat vaihdella suuresti. Linja- osuuksilla tukikerros on melko todennäköisesti merkittävästi vähimmäismittaa pak- sumpi, mutta esimerkiksi ratapihoilla tai liikennepaikkojen läheisyydessä kerrospak- suus saattaa olla ohuempikin. Lisäksi joissain kohteissa voi olla vielä käytössä sora- tukikerros.

Paksumpi tukikerros vaikuttaa laskentasääntöjen kautta ainakin käytettävään teholli- seen poikkileikkaukseen: linjaosuuksilla voitaneen käyttää koko kannen leveyttä las- kennassa. Lisäksi pituussuunnassa kuormitus on lähempänä tasaista kuormaa, jolloin rasitus muuttuu oleellisesti verrattuna pistemäiseen kuormitukseen. Näiden lisäksi dynaamisen iskun vaikutus rakenteelle pienenee tukikerroksen paksuuden kasvaessa. Toisaalta paksumpi tukikerros lisää kannen pysyvää kuormaa.

Jäykkäplastista mallia käytettäessä osassa laskentatapauksista neutraaliakseli näyt- tää nousevan täysin palkin yläpuolisen betonin alueelle. Tällaisissa tapauksissa ei välttämättä ole mielekästä rakentaa laskentamallia liittorakenteena. Jatkuvat sillat ja muutamat muut tarkastelujen ulkopuolelle jätetyt sillat voisi olla aiheen tarkastella yksilöllisemmin.

Vaikka kuormituskoe ja laskenta osoittivat, että rakenteella ei ole poikittaista jäyk- kyyttä poikittaisraudoituksen puuttuessa, rautatiesillan kantavuuslaskennassa voitai- siin käyttää jakaantumisleveyttä koko siltakantaa tai ainakin jakaantumisleveys voisi olla isompi kuin teorioiden mukainen. Yksi ehdotus on, että kuorman ulkopuoliset palkit voitaisiin ottaa laskelmissa huomioon jollakin prosenttiosuudella, esim. 50...70 %.

Sillan pituussuunnassa on merkittävää, mikä kuorma siltakannelle valitaan. Tuki- kerroksen kanssa kuorma ei ole aivan pistemäinen, mutta se ei ole myöskään tasainen kuorma. Merkitystä on myös sillä miten kiskon oletetaan jakavan kuormaa. Sallittua on jakaa akselikuorma kolmelle pölkylle, niin, että keskimäinen pölkky suoraan kuorman alla ottaisi 50 % kuormasta ja viereiset pölkkyt molemmat 25 %. Pistemäi- senä kuormalla laskemista suositellaan, se on ainakin varmallalla puolella ja tällä taval- la tulee otettua huomioon myös poikkeustilanteet, kuten korjausten aikaiset tilanteet

sekä huonokuntoinen päällysrakenne tai kiskon katkeamiset. Lisäksi olisi sovittava tukikerroksen paksuuden raja-arvot milloin voidaan kuormitus olettaa tasan jakaantuneeksi.

Jännemitan vaikutus

Kuten yhteenvedossa todetaan, jännemitta vaikutti jonkin verran varmuustasoon. Epäily heräsi laskennan perusteella, että koekuormitukseen valittu lyhytjanteinen silta ei täysin edusta kaikkia teräspalkkibetonisia laattasiltoja. Ensinnäkin, sillä oli merkittävä vaikutus laskentatuloksiin mahtuiko kannelle yksi, kaksi vai kolme piste-kuormaa. Teräspalkkien koossa tai väleissä ei ollut niin merkittävää eroa, että teräspalkit olisi vastannut täysin lisääntyntä kuormaa.

Toiseksi näytti siltä, että koekuormitettu lyhytjanteinen silta toimi liittorakenteena "liian hyvin" verrattuna pitempijanteisiin laattoihin. Laskennan perusteella voisi olettaa, että tartunnan pettäminen laatan päissä olisi selvempi pitemmillä silloilla.

Betonin laadun merkitys

Betonilaadun suhteenkin koekuormitettu laatta oli "liian hyvä", jotta siitä voitaisiin tehdä johtopäätöksiä. Koekuormitetuissa laatoissa ei ollut myöskään vesivuotoja, jotka olisivat merkittävästi heikentäneet liitto-vaikutusta. Tällaisia vuotavia tai pahoin rapautuneita siltoja on kuitenkin rataverkolla useita ja on syytä epäillä betonin osuutta kantavuuslaskelmissa.

Laskelmat osoittivat selvästi, että betonin laadulla on merkitystä. Voi olla ylioptimistista käyttää laskelmissa suunnitelmien mukaista uutta vastaavaa betonia, jos sitä ei ole tutkittu. Toisaalta tehdyt selvitykset tukevat ajatusta, että betoni toimii laattaa vahvistavana rakenteena ja laatta voidaan olettaa toimivan liittorakenteena.

Kokonaisvarmuuden arviointi

Vaikka koekuormituksen tulos oli "yllättävän" hyvä, tulee arvioida uudestaan, mikä kokonaisvarmuus laattasilloille sallitaan laskennassa. Kun esimerkiksi pituussuunnan taivutuksen suhteen kokonaisvarmuuden hajonta oli eri betonilujuuksilla laskettuna 0,6... 4,8, osoittaa se, että laskentaperusteiden valinnalla on suuri merkitys. Rautatiesilloilla kuormitukset ovat jatkuvia, ja laskenta tehdään pitkän aikavälin investointeja varten, tulisi varmuustaso olla melko korkea. Todennäköisesti koekuormituksessa saatu varmuustaso on täysin oikean suuruinen ja sitä voidaan käyttää laskennassa hyväksyttävänä tasona.

Laskennassa ei otettu huomioon väsytystä. Aiempien laskentakokemusten perusteella väsymistarkastelut muodostuvat määrääväksi tekijäksi johtopäätöksiin. Myös väsymisen teorioita voisi jatkossa tutkia tarkemmin.

